

Der „Hermes-Turm“ auf dem Messegelände in Hannover

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Berat. Ing. VBI, Dr.-Ing. Reinhard Bauer und Architekt Dipl.-Ing. Werner Gabriel, Stuttgart

DK 624.97.012.45 Türme aus Stahlbeton

Im Jahre 1954 beauftragte die Aufzugsfirma Maschinenfabrik R. Stahl, Stuttgart, den erstgenannten Verfasser, einen etwa 80 m hohen Aussichtsturm zu entwerfen, bei dem der Aufzug außerhalb des Turmes möglichst ungestörter Aussicht fahren sollte. Nach verschiedenen Entwürfen wurde der in Bild 1 dargestellte Entwurf gewählt, dessen Kopf und Eingang später durch den letztgenannten Verfasser gestaltet wurden.

Konstruktion

Der Turm selbst besteht aus zwei elliptischen 70 m hohen Stahlbetonröhren, die in Abständen von rund 8,0 m durch abgeschrägte Querspangen biegesteif miteinander verbunden sind. Die Röhren sind nur 3,6 m lang und 1,8 m breit, und ihre Wandung ist an der engen Krümmung 40 cm, an der Langseite der Ellipse nur 20 cm dick, so daß für Windkräfte parallel zur langen Ellipsenachse kräftige Gurte zur Verfügung standen. Die Querspangen kreuzen sich im Grundriß diagonal und binden an die dicken Rohrteile an, um so die beiden Röhre für Wind quer zu den Ellipsen zusammenwirken zu lassen (Bild 2). Gleichzeitig konnte so die Aufzugskabine

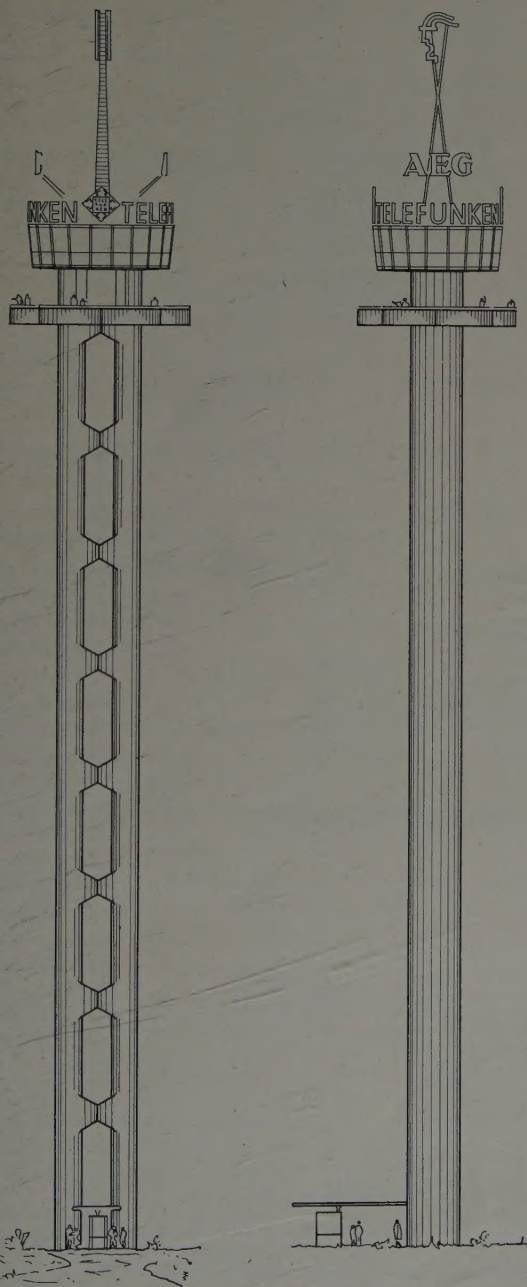


Bild 1. Ansichten des Hermes-Turms

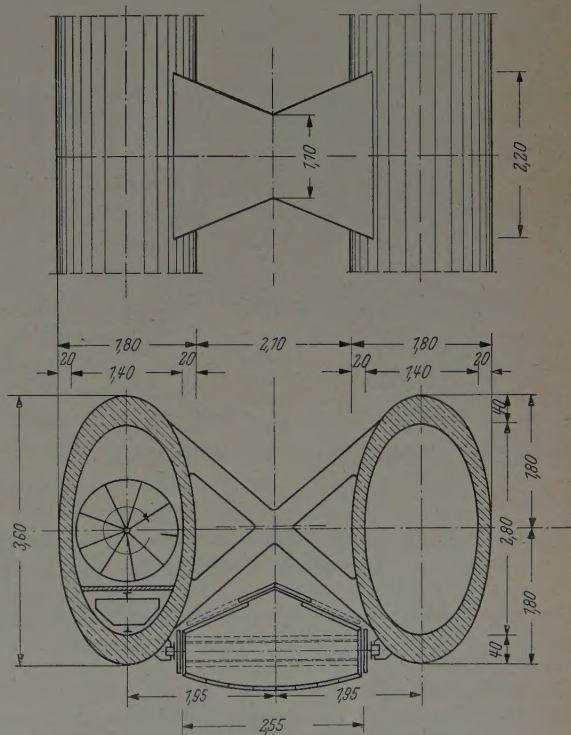


Bild 2. Grundriß des Turmschaftes mit Aufzug und Ansicht einer Querspange

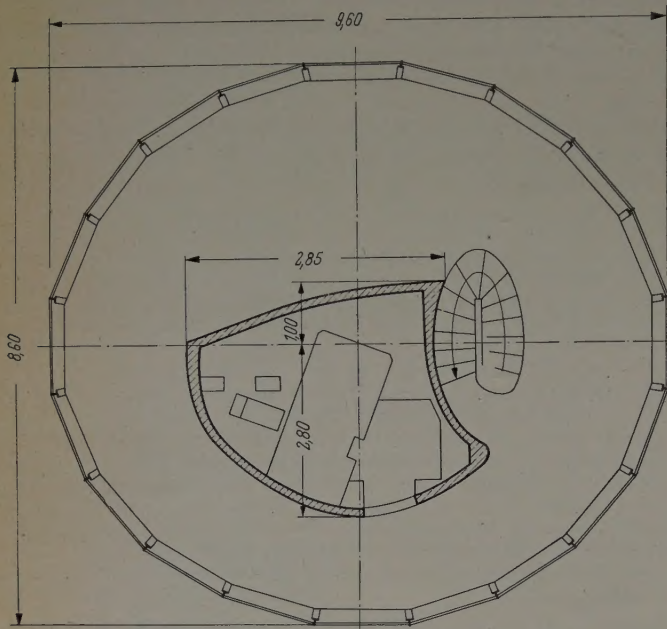
noch etwas zwischen die elliptischen Röhren hineingeschoben werden, so daß die an den Ellipsen angebrachten Führungsschienen etwa auf der Höhe des Schwerpunktes der Kabine lagen, was eine wichtige Voraussetzung für den ruhigen Lauf schneller Aufzüge ist. Die Türen des Aufzuges wurden in die diagonalen geraden Wände gelegt, so daß sich die Ecke der Kabine öffnet. Die runde äußere Kabinenwand konnte so ganz verglast werden, um möglichst vielen Fahrgästen eine freie Aussicht während der Fahrt auf den Turm zu ermöglichen. Das Gegengewicht und die Kabel des Aufzuges konnten in einer der elliptischen Röhren untergebracht werden und stören so das Aussehen nicht. Es verblieb dabei noch genug Raum für die Anordnung einer Nottreppe in der gleichen Röhre, wodurch die Kontrolle der Seile, der Gegengewichtsführung und der Leitungen erleichtert wird. Die andere Röhre ist nur über Steigeisen zur Prüfung des Bauzustandes begehbar.

Am Fuß des Turmes wird der Eingang zu den Aufzügen mit einer dünnen Stahlbetonplatte abgeschrmt, die einerseits an den Röhren aufliegt und andererseits im Bereich des Kassenschalters von einer Rundstütze getragen wird.

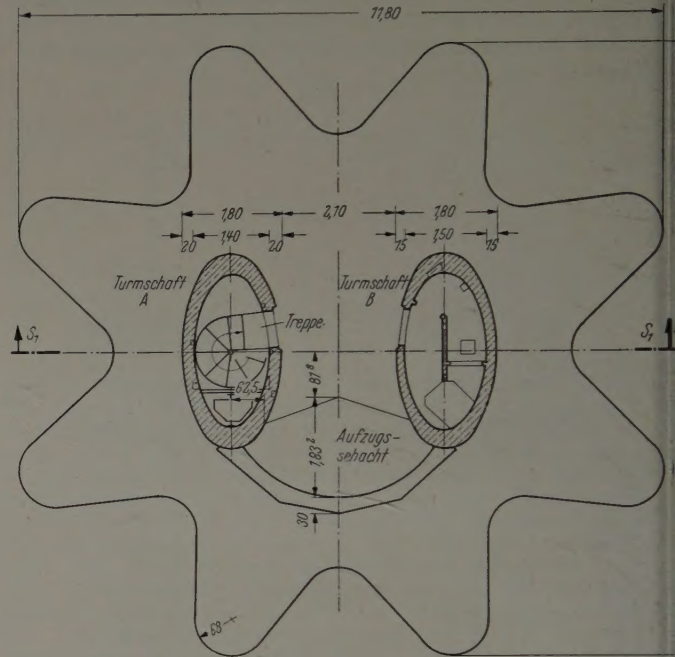
Zur Erzielung niedriger Baukosten mußte der entwerfende Ingenieur bestrebt sein, den Turm so zu gestalten, daß er mit Gleitschalung hergestellt werden konnte, weil dieses Arbeitsverfahren für hohe Türme besonders preisgünstig ist. Die elliptischen Röhren sind daher zylindrisch, obwohl man mit einem geringen Anlauf vielleicht eine bessere architektonische Wirkung hätte erzielen können. Aus dem gleichen Grunde wurde die Querverbindung nur auf wenige Punkte beschränkt und so ausgebildet, daß die Anschlüsse in der Gleitschalung vorbereitet werden konnten.

Der Kopf erhielt eine geräumige, vom Architekten sternförmig angelegte Aussichtsplattform. Darüber wurde ein kleines Café angeordnet, über dem wiederum der Maschinenraum der Aufzüge liegt. Der Turm wird gekrönt durch einen Stahlmast mit dem Hannoverischen Messezeichen, an dessen Fuß Werbeschriften und Parabolspiegel für UKW-Richtsendungen angebracht sind. Der Mast ist unmittelbar

eine einfache Schalarbeit zu erhalten, wurden 2 Paar Wände im 5,3 m Abstand sich rechtwinklig kreuzend angeordnet, die jeweils unter den dicken Teilen der elliptischen Röhren durchgehen und den Aufzug durchlassen (Bild 4). Diese Fundamentanordnung wurde schon bei dem Sondervorschlag der Firma Ludwig Bauer für den Fernsehturm in Stuttgart 1953 vorgeschlagen. Unter den sich kreuzenden Querspangen wurden auch im Fundament niedrigere, sich kreuzende Querwände eingebaut, welche die Last der inneren Wände der Ellipsen auf die Hauptwände übertragen. Aus den gleichen Gründen wie beim Fernsehturm Stuttgart [1] wurden die Lasten im wesentlichen auf ein Ringfundament abgegeben, indem an den 4 Wänden außen ein achteckiger, 1,80 m hoher und nur 45 cm dicker Ring mit einem unten 1,0 m breiten Fuß angeordnet wurde. So genügte eine gesamte Fundamentbreite von nur 15 m. Die Fläche dieses Ringes beträgt insgesamt 45 m², während die vier 40



Grundriß G₂ (Cafe und Maschinenraum)



Grundriß G₁ (Aussichtsplattform)

in die oberste Stahlbetonplatte eingespannt. Die Biegemomente des Mastes werden über die Wände des Maschinenraumes und des darunterliegenden Cafés in die elliptischen Röhren weitergeleitet. Bild 3 gibt Form und Abmessungen dieser Bauteile wieder.

Der Turm steht auf tragfähigem Kiesboden, der mittig mit 4 kg/cm² beansprucht werden konnte. Die Gründungstiefe von 4,5 m ergab sich aus den im Fundament erforderlichen Aufzugsinstallationen. Um nun für die Gründung möglichst wenig Baustoffe zu verbrauchen und

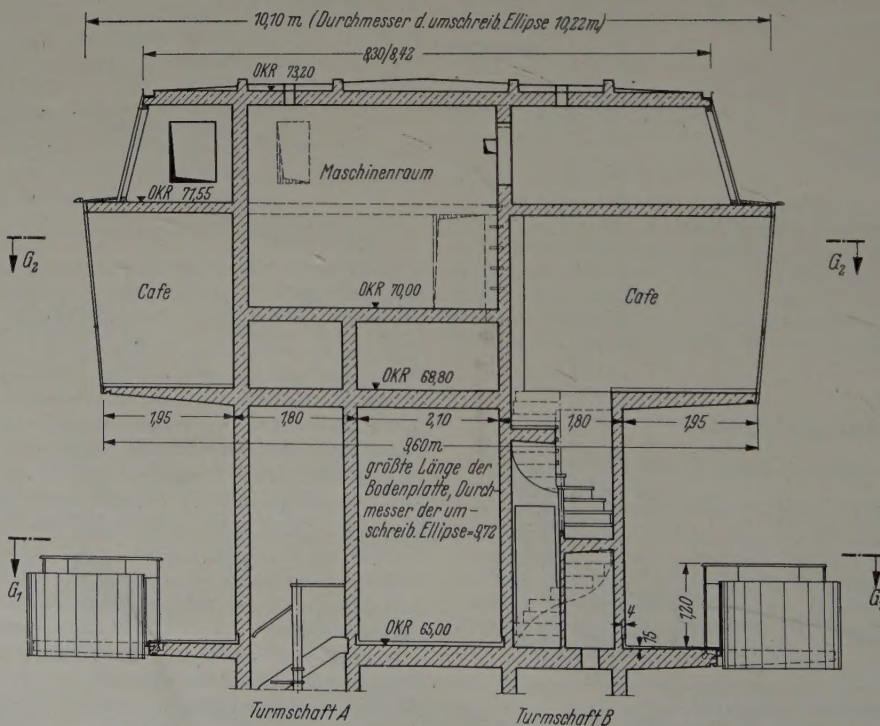


Bild 3. Grundrisse und Schnitt S₁ des Turmkopfes

breiten Wände 21,8 m² aufstehen. Lasten werden dann in der Hauptsache vom äußeren achteckigen Ring getragen. Entsprechend werden die vier Wände auf Biegung beansprucht und wurden deshalb mit je 21 Längsba-Spanngliedern zu 26 t Spannkraft gemäß Bild 5 vorgespannt.

Durch das Ringfundament wird erreicht, daß die Bodenpressung bei voller Wandspannkraft nur 1,4 kg/cm² gegenüber der Bodenpressung ständiger Last (Erdauflast) 3,2 kg/cm² schwach ist. Dieses Verhältnis zu

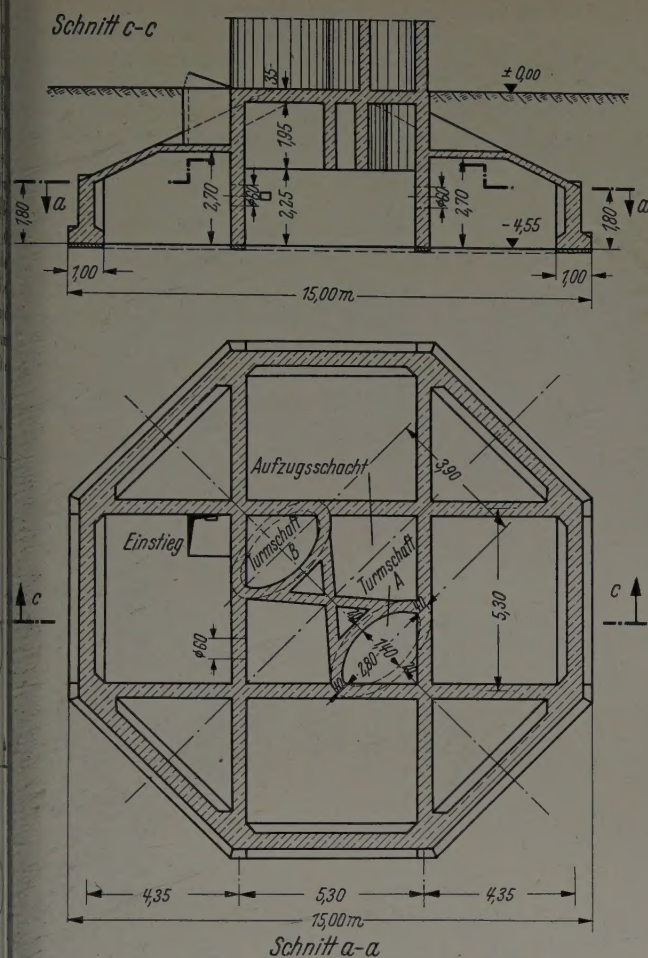


Bild 4. Grundriß und Schnitt der Gründung des Turmes

Die hohe Standfestigkeit des Turmes gegenüber Windkräften an, die in einer 3,5fachen Kippsicherheit ausdrückt.

Zwei äußere Fache zwischen den Fundamentwänden wurden mit einer Stahlbetonplatte abgedeckt, so daß darunter Räume zur Unterbringung der Steuergeräte und der Umformersätze für die Aufgesanlage entstanden.

Der Personenaufzug ist von der Maschinenfabrik R. Stahl, Stuttgart, gebaut. Die Kabine faßt 14 Personen und fährt mit 6 m/s nach oben, so daß die Aussichtsplattform nach einer Fahrtzeit von 15 Sekunden erreicht wird. Die Kabine wird an zwei Seilen geführt, die außen an den elliptischen Betonröhren in gewisser Form befestigt sind. Der Aufzug wird der schnellste in Europa sein, und die Fahrgäste werden sich wundern, in welcher

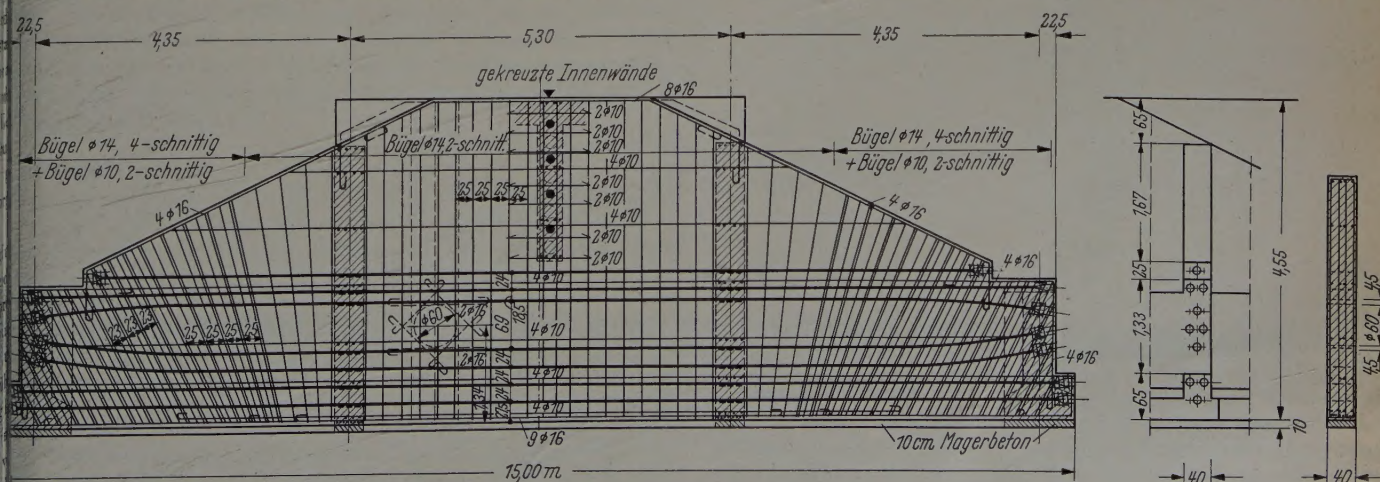


Bild 5. Lage der Spannglieder in einer Fundamentwand

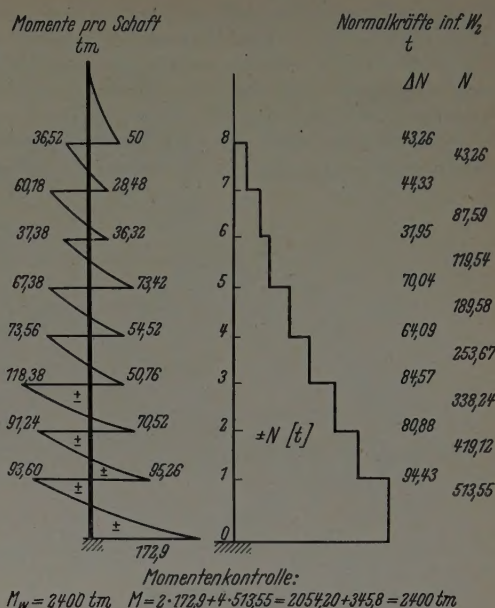


Bild 6. Windlastmomente im Turmschaft für die Windlastkomponente quer zu den Ellipsen

kurzer Zeitspanne sie das Messegelände und die benachbarte Stadt Hannover während der Fahrt in der Glaskabine überblicken können.

Aus der statischen Berechnung

Die Windkräfte spielen bei diesem Turm eine entscheidende Rolle. Sie wurden nach DIN 1055 ab 20 m Höhe mit einem Staudruck von 110 kg/m^2 berechnet. Da dieser Wert für solche Turmbauten mit Rücksicht auf die Stoßwirkung von Böen knapp ist, wurden ziemlich hohe Widerstandsbeiwerte [vgl. 1] eingeführt, so für den Turmkopf und für den Mast $c_{\eta} = 1,6$ und für die elliptischen Säulen $c_{\eta} = 1,0$.

Es ergaben sich so für die Höhe ± 0 folgende größte Windkräfte und Windmomente:

quer zu den Ellipsenhauptachsen	$Q_w = 40 \text{ t}$	$M_w = 1800 \text{ tm}$
in Richtung der Ellipsenhauptachse	$Q_w = 42 \text{ t}$	$M_w = 2000 \text{ tm}$

Dabei entstanden diese Größtwerte aus der Zerlegung der Windkräfte für die diagonale Anblasrichtung. Während die Windkräfte in Richtung der Ellipsenhauptachsen einfach gleichförmig auf beide Röhren verteilt sind und die daraus entstehenden Spannungen bzw. die erforderlichen Bewehrungen leicht zu berechnen waren, mußte für die Windkräfte quer zu den Ellipsenhauptachsen ein 8fach statisch unbestimmter Vierendeelträger durchgerechnet werden. Dabei wurde angenommen, daß die Momente jeweils im Mittelpunkt der Querspannen Null werden. Es ergaben sich die in Bild 6 gezeigten Momente in den Stahlbetonröhren, die gleichzeitig die Maximalmomente für die Ansatzpunkte der Querspannen an den Röhren an-

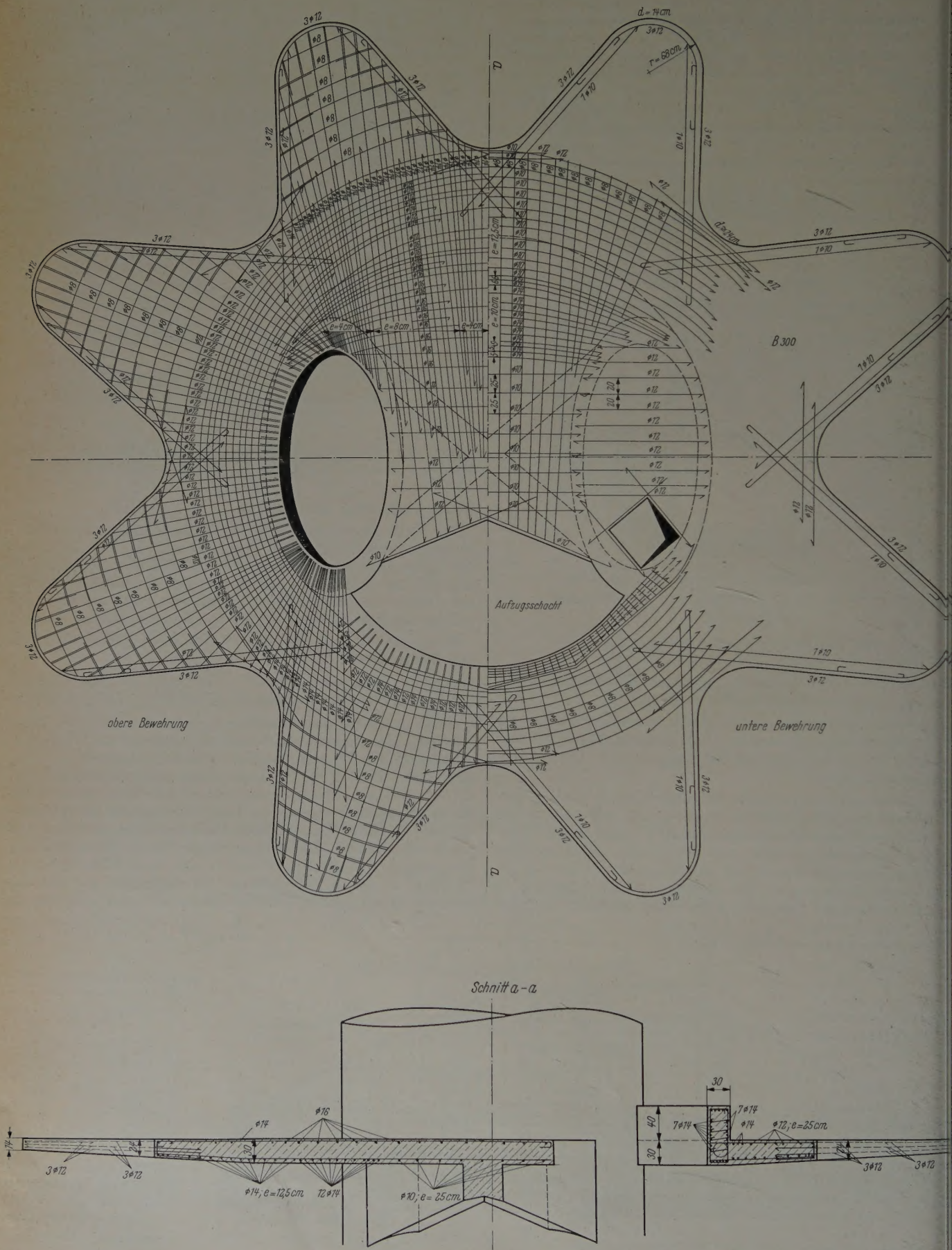


Bild 8. Bewehrung der Sternplatte auf Höhe + 65 m

ben. Für die unterste Querspange wurde eine Bewehrung von $\approx 38,8 \text{ cm}^2$ je oben und unten erforderlich.
Die Röhren wurden für schiefe Biegung mit Achskraft graphisch nach Mörsch bemessen. Für $\sigma_e = 2100 \text{ kg/cm}^2$ (Betonstahl IIIa und b) auf Höhe ± 0 eine Bewehrung mit 153 $\phi 18$ erforderlich, die nach Bild 7 eingebaut wurde. Dabei betrug unter Berücksichtigung der Druckbewehrung $\sigma_{b \text{ max}} = 90 \text{ kg/cm}^2$ für B 400.

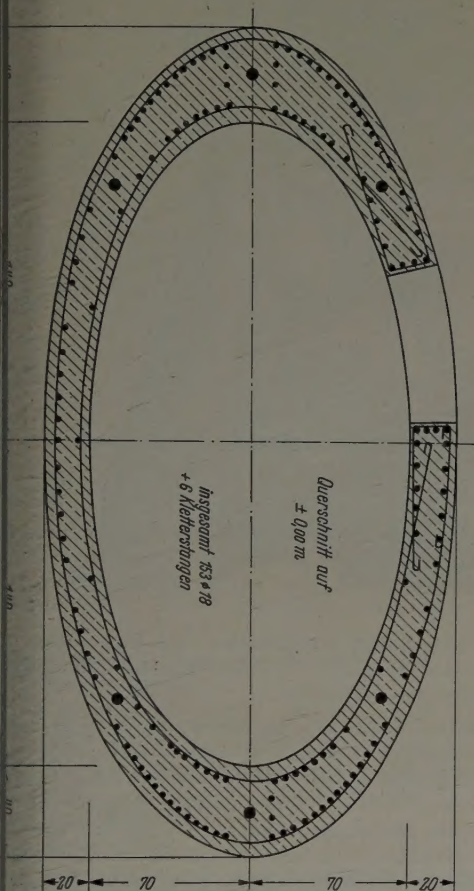


Bild 7. Bewehrung des Turmschaftes am Fuß des Turmes

an der sternförmigen Aussichtsplatte unterbricht die Öffnung für den Aufzug die Einspannung der Kreisringplatte in die beiden Röhren. Dort mußte deshalb ein torsionssteifer Randträger eingebaut werden, der als Sockel des Schutzgitters 70 cm hoch gemacht wurde. Die Bewehrung dieser Sternplatte zeigt Bild 8.

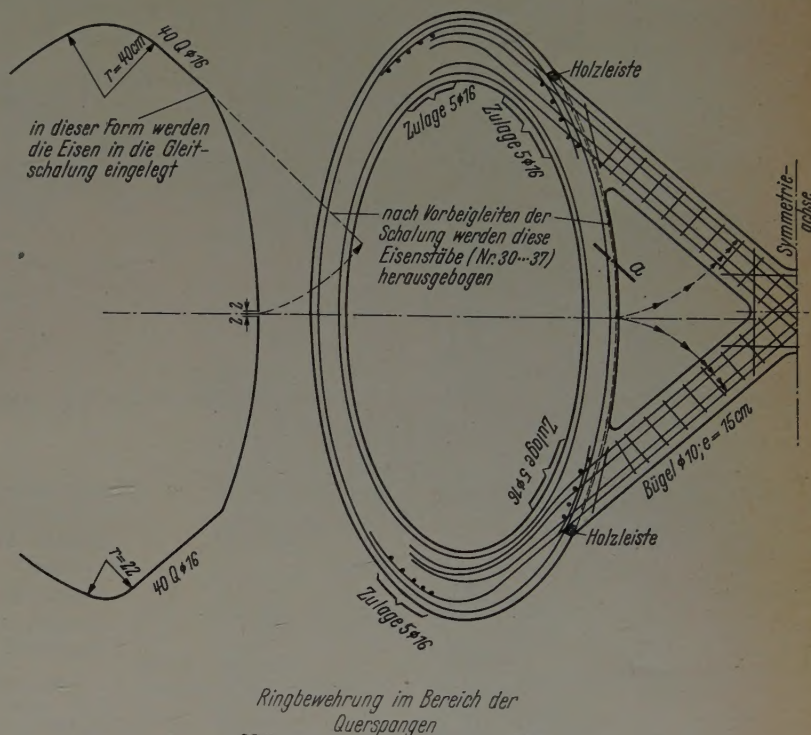
Die übrigen Teile des Turmkopfes sind statisch nicht bemerkenswert.

Der Turm wiegt bis Geländehöhe 820 t, das Fundament 300 t, das Gesamtgewicht ist also 1120 t. Die Nutzlast von 70 t spielt fast keine Rolle. Der Turm ist ohne Erdauflast standsicher, mit der Erdauflast von $\approx 950 \text{ t}$ wird die Standsicherheit um so viel vergrößert, daß die beiden Röhren vor einer Beschädigung des Fundamentes auf Höhe ± 0 brechen würden. Die Röhren halten jedoch mindestens die 2,5-fache höchste Windlast aus.

Bauausführung

Die Verhandlungen über Finanzierung und Bauausführung zögerten sich so lange hinaus, daß erst am 27. September 1955 mit dem Bau begonnen werden konnte und somit die Ausführung der Röhren in die kalte Jahreszeit fiel. Das Fundament konnte ohne Wasserzementung gebaut werden. Die beiden elliptischen Stahlbetonröhren wurden fugenlos in Tag- und Nachtschicht innerhalb von 29 Tagen hergestellt. Die Gleitschalung wurde an 6 Kletterstangen je Ellipse aufgehängt. Beide Schalungen waren durch ein Podest mit anhängender Arbeitsbühne miteinander verbunden. Das gesamte Gerüst der Gleitschalung war zur Abschirmung gegen Sturm und Kälte mit Zeltplanen verkleidet, so daß der Arbeitsbereich elektrisch geheizt werden konnte. Der Beton wurde durch Vorwärmen des Anmachwassers mit 18 bis 20° eingebracht und min-

destens 48 Stunden lang ungefähr auf dieser Temperatur gehalten. Dank der Heizung konnte auch bei -7° Frost weitergebaut werden. Der junge Beton wurde unterhalb des Zeltes durch am Gerüst angehängte Strohmatte — am Bau als „Unterhosen“ bezeichnet — geschützt. Durch diese Maßnahmen erlangte der Beton nach 28 Tagen Festigkeiten von 550 kg/cm^2 gegenüber der verlangten Betongüte B 400. Der Beton wurde aus 4 Körnungen günstigst zusammengesetzt



Ringbewehrung im Bereich der Querspangen

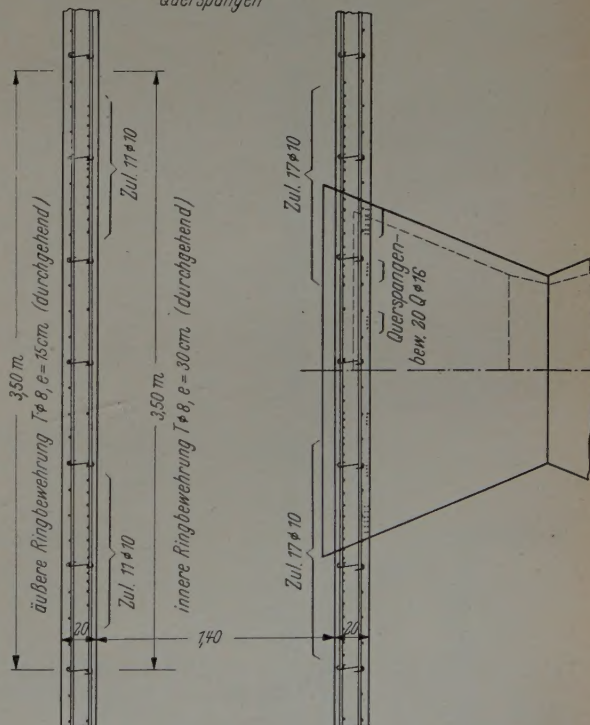


Bild 9. Ringbewehrung im Bereich der Querspangen

und mit 320 kg Zement $\text{Z } 325/\text{m}^3$ sowie einem den Wasserbedarf herabsetzenden Zusatzmittel bei einem Wasserzementwert von 0,44 hergestellt. Zwei auf der oberen Arbeitsbühne stehende Elektroaufzüge bewältigten den ganzen Materialtransport. Die Bewehrung wurde in Stablängen von $6,5 \text{ m}$ eingebaut und durch Übergreifungs-



Bild 12. Turm mit Aufzugskabine

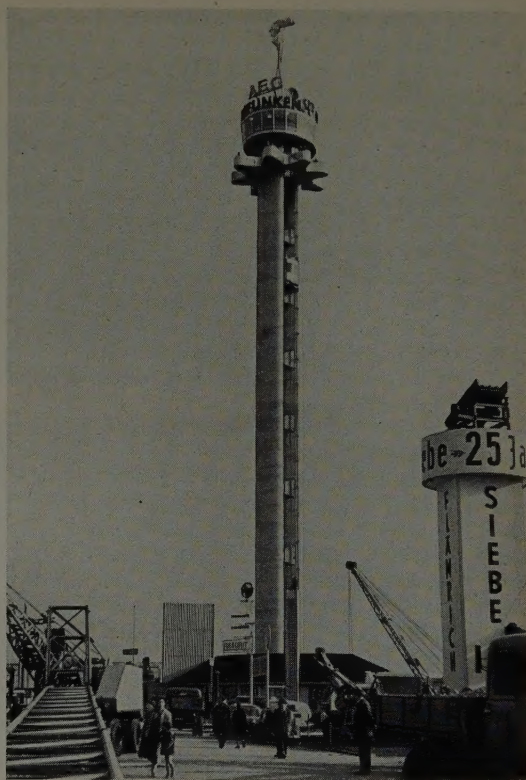


Bild 13. Der fertiggestellte Turm

für das gesamte Fundament benötigte man:

Beton B 300	135 m ³
Betonstahl III	17 t
Spannbetonstahl St 145/160	2,5 t

für den Turmkopf mit der großen Aussichtsplattform wurden benötigt:

Beton B 300	90 m ³
Betonstahl III	7 t

Die Rohbaukosten betrugen rund 295 000 DM.

Beteiligten

Außere ist die Deutsche Messe- und Ausstellungs-AG in Hannover. Der Entwurf des Turmes und die statische Berechnung wurden dem Ingenieurbüro Dr.-Ing. Fritz Leonhardt und Dipl.-Ing. Wolfhart Andrä, Stuttgart, aufgestellt, wobei die statische Berechnung von Dipl.-Ing. Greiner durchgeführt wurde. Der Architekt Dipl.-Ing. Werner Gabriel wurde beauftragt, den Turm sowie den Turmkopf mit Plattform und Café zu gestalten.

Er hatte außerdem alle nicht von den Ingenieuren bearbeiteten Bauteile durchzuplanen, die Baugenehmigung einzuholen und die Arbeiten aller am Bau Beteiligten aufeinander abzustimmen. Die ingenieurmäßige Planbearbeitung oblag der Fa. Ludwig Bauer unter Dipl.-Ing. Roth. Der Rohbau wurde von der Arbeitsgemeinschaft der Bauunternehmungen Hans und Lenze, Geseke (Westf.) und Ludwig Bauer, Stuttgart, erstellt. Bauleiter war Dipl.-Ing. Schütte von der erstgenannten Firma.

Die Prüfung der statischen Berechnung hatte Professor Dr.-Ing. Karl Deininger, Techn. Hochschule Stuttgart, übernommen, der durch seine Erfahrungen bei der Ausführung von Stahlbetonschornsteinen und durch die Prüfung der Berechnung des Stuttgarter Fernsehturmes mit den bei solchen Bauwerken auftretenden Fragen besonders vertraut ist.

Der Aufzug wurde von der Maschinenfabrik R. Stahl, Stuttgart, mit mehreren Neuerungen entworfen, berechnet und gebaut.

Schrifttum:

[1] B. u. St. 1956, Heft 4, S. 73/85 und Heft 5, S. 104/111.

Der Weg zum neuzeitlichen Stahlbetonbau

Von Dr.-Ing. Hermann Bay, Frankfurt a. M.

DK 624.012.45 Stahlbetonbau

Vortrag, gehalten auf der Kurztagung „Tragwerk und Form im Betonbau“, die am 15. Februar 1956 in Berlin vom Deutschen Beton-Verein, Wiesbaden, gemeinsam mit dem Bund Deutscher Architekten, dem Architekten- und Ingenieur-Verein und dem Verein Beratender Ingenieure veranstaltet wurde.

um zu erkennen, in welcher Situation wir als Ingenieure des Stahlbetonbaues uns heute befinden, soll zunächst durch einen kurzgeschichtlichen Rückblick umrissen werden, in welchen geistigen Wurzeln die Ingenieurkunst von heute ihren Ursprung hat und welche Entwicklung ihr zugrunde liegt. Der Verzweigungspunkt in der Ingenieurkunst und Ingenieurkunst, d. h. in den viel diskutierten scheinbaren Zwiespalt Architekt — Ingenieur entsprach einer zwangsgelassenen geschichtlichen Entwicklung, die zu dem Spezialistentum des heutigen Zustandes führte. Es wird dann aber diese geistliche Betrachtung beim Vergleich mit den übrigen Bereichen des Kulturlebens zeigen, daß keinerlei Veranlassung besteht, an

der Möglichkeit zu zweifeln, daß diese Verzweigungsäste sich wiederfinden können. Außer den Kräften des reinen Verstandes müssen dabei aber auch solche ethischer Art zwangsläufig am Werke sein. Anders ausgedrückt: diese Synthese zwischen Ingenieur und Architekt als Spezialisten wird sich dadurch ergeben, daß wir uns nicht nur vom Fachstandpunkt aus anerkennen, sondern uns auch menschlich nähern.

Mit dem Verzweigungspunkt meine ich jene Trennung, die in der Mitte des 18. Jahrhunderts vor sich ging, als in der Baukunst die Umstellung vom handwerklichen, gewohnheitsmäßigen Schaffen zur modernen wissenschaftlich begründeten Bauingenieurkunst erfolgte.

Eines der frühesten Beispiele der Trennung zwischen Baukunst einerseits und Bautechnik andererseits aus dem Aufklärungszeitalter dürfte das von Papst Benedikt XIV. in den Jahren 1742/43 angeforderte Gutachten zur Untersuchung der Peterskuppel in Rom sein. Dieses Gutachten sollte dazu dienen, die an der Kuppel aufgetretenen Schäden zu erkennen und Maßnahmen zu deren Behebung zu finden. Das Gutachten wurde von den drei Mathematikern Le Seur, Jacquier und Boscowich erstattet, und traf infolge der Neuheit der eingeschlagenen Gedankengänge auf heftigsten Widerstand der Zeitgenossen, nicht zuletzt aus der bis dorthin nicht bekannten Anwendung mathematisch-mechanischer Erkenntnisse auf den Nachweis der Standsicherheit der Kuppel. An Stelle der Erfahrungsregeln und des statischen Gefühls wurden zur Überprüfung der Standfestigkeit Wissenschaft und Forschung herangezogen und der Weg für eine Entwicklung angedeutet, die heute längst noch nicht abgeschlossen ist.

Ein solcher Schritt der drei römischen Gelehrten konnte aber nicht getan werden, ohne daß ihm eine ganz bedeutende Entwicklung voranging, nämlich diejenige der Mechanik. Die in der vorausgehenden Zeit des 17. Jahrhunderts aufgestellten Grundlagen der Mechanik haben heute noch für unsere Bauingenieurwissenschaft volle Gültigkeit. Sie sind zunächst als Zweig der Mathematik entwickelt worden und sind mit bedeutenden Namen verbunden, die wir heute als Bauingenieure fast täglich gebrauchen, ohne uns immer bewußt zu werden, welche entwicklungsgeschichtlichen Kräfte sich hinter diesen Namen verbergen. Es sind dies an erster Stelle Hooke (1635—1703) und Newton (1643—1725) in der Mitte des 17. Jahrhunderts, die Mathematiker Jakob (1654—1704) und Daniel Bernoulli (1700—1782) zu Ausgang des 17. und Euler (1707—1783) Anfang des 18. Jahrhunderts. Das Hookesche Gesetz steckt praktisch in jeder statischen Berechnung unserer täglichen Arbeit, die Eulersche Knickformel hat zwar in gewissen Bereichen einige Ergänzungen erfahren, ohne jedoch ihre allgemeine Gültigkeit zu verlieren. Keinem Geringeren als Newton ist die klarste Fassung des Kräfteparallelogramms zu verdanken, das zunächst in erster Linie mit Bezug auf die Dynamik ausgesprochen wurde, aber damit schon gleichzeitig den tieferen Zusammenhang zwischen Dynamik und Elastizitätstheorie klarlegt. Bernoulli und Euler haben bereits den Begriff der elastischen Linie in genauer Fassung aufgestellt.

Auch an die Schöpfung der Differentialrechnung durch Bernoulli und Euler sei erinnert, da sie zum täglichen Rüstzeug des Ingenieurs gehört.

Nachdem Galilei (1564—1642) die Messung und das Experiment in die Physik eingeführt hatte, dauerte es nicht lange, bis auch die Elastizität und der Bruchwiderstand der festen Körper zum Gegenstand quantitativer Untersuchungen gemacht und damit die Grundlage der heutigen Festigkeitslehre und Baustoffkunde geschaffen wurde. Hierher gehören Namen wie Mariotte, gegen Ende des 17. Jahrhunderts, und Réaumur, Anfang des 18. Jahrhunderts. Es entstanden auf Grund dieser Forschungen bereits damals Enzyklopädien, wie sie von den französischen Ingenieuren Bélidor und Perronet und später von Aubry um 1790 geschaffen wurden. Da die Kenntnis der Festigkeitszahlen die wichtigste Voraussetzung für jede praktische Anwendung der Sätze der Statik und der Festigkeitslehre ist, war damit die Grundlage für die eigentliche Tätigkeit des Bauingenieurs gegeben, als deren direkte Vorfahren wir die französischen Genie-Offiziere ansprechen können. Ihr bedeutendster Vertreter war Vauban, in dessen Zeitalter in Frankreich zum erstenmal das Wort „Ingenieur“ im Sinne eines Titels verwendet wurde zur Standesbezeichnung der wissenschaftlich gebildeten, im Staatsdienst stehenden Techniker, während es früher allgemein zur Berufsbezeichnung für Praktiker ohne höhere Bildung diente. Vauban bemühte sich auch, die materielle und gesellschaftliche Stellung der Ingenieur-Offiziere zu verbessern und auf seinen Vorschlag hin wurde das „Corps des Ingénieurs du Génie militaire“ und später das „Corps des Ingénieurs des Ponts et Chaussées“ geschaffen, eine Organisation, der die Ingenieurbaukunst ganz bedeutende Leistungen und Entwicklungen verdankt. Die militärisch organisierten und mathematisch geschulten Ingenieure versuchten, systematisch für die Bemessung von Tragwerken, Stützmauern und anderen wichtigen Baugliedern sich der genauen Methoden der Mathematik, Geometrie und Statik zu bedienen und die Ergebnisse von Festigkeitsprüfungen zu benützen. Umgekehrt bildeten die prak-

tischen Aufgaben für die Ingenieure einen Ansporn, diese wissenschaftlichen Methoden auszubauen und die Kenntnisse durchsuche zu vertiefen. Aus dem Kreise der wissenschaftlich ausgedeten, im Staatsdienst stehenden Ingenieure des Ponts et Chaussées muß vor allen Dingen Perronet genannt werden, der von 1742 bis 1794 lebte und als Erbauer klassischer Werksteinbrücken, so Pont de la Concorde in Paris bekannt ist.

Als technischer Berater beim Bau des Panthéon in Paris war Dozent an der „Ecole des Ponts et Chaussées“ Emiland M. Gauthey (1732—1806) tätig. Bei dem Einwölben der Kuppel Meinungsverschiedenheiten entstanden über die Frage, ob die im Vergleich zu anderen Bauten verhältnismäßig schlank ausgeführten Rumpfsäulen in der Mitte sein würden, dem Gewicht und dem Schub der Kuppel zu widerstehen. Für die Berechnung der Kuppel wurde von de la Hire angegebene Methode benutzt. Trotzdem gannen nach der Vervollendung der Kuppel und nach Entfernen der Gerüste sich schwere Schäden zu zeigen, die aber nicht in sparsamer Bemessung, sondern in nachlässiger Ausführung ihre Ursache hatten. Von Gauthey stammt ein Monumentalwerk „L'art de bâtir“, „Die Kunst zu bauen“, ein Werk, das deswegen hier besonders erwähnt wird, weil es noch einmal vor der eintretenden Spezialisierung alle Gebiete der Baukunst, Kunst und Statik, Architektur und Ingenieurwesen in einem monumentalen Werk vereinigt. Nun erscheinen innerhalb des Kreises der französischen Ingenieur-Offiziere Namen wie Coulomb (1736—1806) und Louis Marie Henri Navier (1785—1836), die uns sehr geläufig sind. Ein Spiel möge erläutern, welche geistigen Kräfte dazu gehörten, um die Entwicklung überhaupt den Anstoß zu geben. Noch Galilei stütze sich die Biegezugspannungen, die an einem Kragträger durch Randlast erzeugt werden, als gleichmäßig über den Querschnitt verteilt vor, die Druckkraft als Einzelkraft in Höhe des unteren Randes.

Navier hat in seinen glänzenden Vorlesungen über angewandte Mechanik und Baustatik die Grundlage der heutigen Baustatik Festigkeitslehre mit begründet. Der bahnbrechende Wert liegt nicht nur in den zahlreichen neuen Methoden, die in seinen Arbeiten enthalten sind, sondern mehr noch in dem Umstand, daß er als einer der zerstreuten Erkenntnisse seiner Vorgänger auf dem Gebiet der angewandten Mechanik und Festigkeitslehre zu einem einzigen Lehrgebäude zusammengefaßt hat. Von Navier stammen bereits umfassende Untersuchungen einer Anzahl von statisch unbestimmten Aufgaben, wie des über mehrere Stützen durchlaufenden Balkens und des Zweigelenkbogens; ja sogar Aufgaben aus der Platten- und Membrantheorie hat er bereits behandelt.

Die Baustatik als angewandte Wissenschaft wurde ergänzt und ausgeweitet durch die theoretische Mechanik, die als Zweig der Physik hauptsächlich von Mathematikern und von einigen mathematisch außerordentlich begabten Ingenieuren gepflegt und gefördert wurde. Hierzu gehören Poisson (1781—1842), der Schöpfer des Begriffs der Poissonschen Konstante und Cauchy (1789—1859), dessen Schubspannungssatz über die Gleichheit der Schubspannungen in zwei zueinander senkrecht gelegenen Schnitten für alle weitverbreiteten Entwicklungen der Elastizitätstheorie ausschlaggebend war. Cauchy (1799—1864) gehört auch hierzu, dessen Name mit dem Dreimomentensatz für den durchlaufenden Balken in enger Verbindung ist.

Und nun kommen Poncelet (1788—1867) und Moigno (1746—1818) als Vertreter der Anwendung der projektiven Geometrie und damit als Schöpfer der eigentlichen graphisch-geometrischen Methoden, deren Sätze und Konstruktionen sich vorzüglich zur übersichtlichen Darstellung und eleganten Lösung einer Reihe von Aufgaben aus der Statik und Festigkeitslehre eignen. Was begonnen hatten, wurde vervollständigt durch schweizerische und italienische Mathematiker und Ingenieure. Es sind Namen zu nennen: Culmann (1821—1881), Cremona (1830—1903) und Ritter (1847—1906) sowie Christoffel (1835—1918).

Ausbau und neuere Entwicklungstendenzen in der Baustatik sind rasch vorangetrieben. Es möge hier nur auf die Namen Maxwell (1831—1879), Castigliano (1847—1884), Müller-Breslau (1851—1925) verwiesen werden, ohne die grundlegenden Arbeiten der neueren Berechnungsmethoden bis zum Iterationsverfahren von Cross, die Theorie der Scheiben, Schalen und Faltwerke undenkbar wären.

Mit dem Auftreten des Betons um die Mitte des 19. Jahrhunderts zu den bis dahin bekannten Baustoffen Stahl, Stein und Holz das Bauelement getreten, das seinerseits wieder eine wesentliche Weiterung der Forschung auf dem Gebiet der Festigkeitslehre und Materialprüfungswesens nach sich zog. Mit der Anwendung des Betons sind die Namen Monier, Coignet, Hyatt und Saurin verbunden, während die Theorie des Stahlbetons scheidend gefördert und ausgebaut wurde durch Melan, Morsch, Koenen, Dischinger und Freyssinet. So ist zu Beginn des 20. Jahrhunderts ein Ausgangspunkt geschaffen worden, der durch Anwendung planmäßiger Forschung in Theorie und Praxis bis heute zu Massivbauwerken führte, wie sie einer derartigen Fülle nie zuvor der Zahl, der Konstruktion und der Form nach in irgendeinem Geschichtsabschnitt unseres Kulturlebens zu verzeichnen waren. Um die verschiedenen Richtungen in der Entwicklung aufzuzeigen und erkennen zu können, was an ihr wahr und falsch war, kann hier nur eine kleine Auswahl von Bauwerken wiedergegeben werden.

Der Stahlbeton hat eine fast unbegrenzte formale Anpassungsfähigkeit entwickelt, eine Eigenschaft, die, wie die Entwicklung seit Beginn des Jahrhunderts zeigt, auch nicht zu verschweigende Grenzen in sich birgt. Hierin liegt der Grund, warum uns der moderne Stahlbetonbrückenbau eher zu einer gewissen Befriedigung kommen ließ, weil nämlich die Idee von Konstruktion und Form der Naturgegebenheit der Aufgabe leichter zu befriedigen ist, besonders dort, wo es sich um größere Bauwerke handelt. Sehen wir uns heute die Gmündertobelbrücke an (Bild 1), deren Entwurf



Bild 1. Gmündertobelbrücke

der Berechnung Morsch 1904 durchgeführt hat, und den Langwieser Viadukt (Bild 2), beides Bauwerke im schweizerischen Bergland,



Bild 2. Langwieser Viadukt

und vergleichen damit Lösungen aus jüngster Zeit für ähnliche Aufgaben, wie etwa die Skapesundbrücke in Schweden (Bild 3) oder die Brücke bei Sembrancher in der Schweiz (Bild 4), so würden wir, wenn wir es nicht wüßten, nicht annehmen, daß zwischen den erst genannten Bauwerken und denen aus jüngster Zeit eine Zeitspanne von nahezu 50 Jahren liegt. Sowohl das rein formale Detail als auch die Einpassung in die Landschaft haben neben der Bewunderung der konstruktiven und ingenieurmäßigen Bearbeitung und Ausführung auch heute noch Gültigkeit.



Bild 3. Skapesundbrücke



Bild 4. Brücke bei Sembrancher

Weiterführende theoretische und baustoffmäßige Erkenntnisse sowie praktische Erfahrung haben uns selbstverständlich in vieler Hinsicht inzwischen weitergebracht. Was in dieser Entwicklung des modernen Brückenbaues erreicht wurde, wird an der Moselbrücke Koblenz deutlich, deren erster Zustand vor der Zerstörung Bild 5 zeigt. Die erste Ausführung war ein für die damalige Zeit

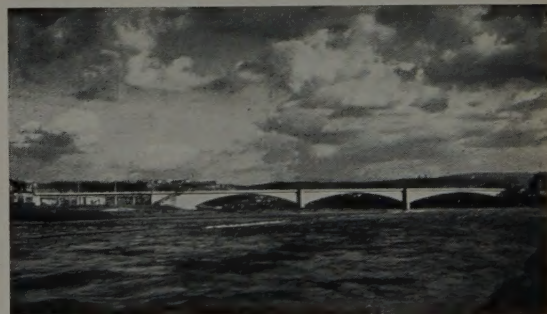


Bild 5. Alte Moselbrücke bei Koblenz



Bild 6. Neue Moselbrücke bei Koblenz

sehr flacher massiver Dreigelenkbogen mit anschließenden leicht gebauten Rampenwiderlagern, das Ganze noch etwas schwer und wuchtig wirkend. Die vor zwei Jahren fertiggestellte neue Moselbrücke (Bild 6) ist, konstruktiv gesehen, kein Bogentragwerk mit

Schubabgabe an den Untergrund, sondern ein Balkenträger. Während beim ersten Bau noch Lehrgerüste aus Holz verwendet wurden, ist bei der zweiten Erstellung gerüstlos im Freivorbau gearbeitet worden.

Im Bau von hohen Talbrücken sind die Steinbrücken auf hohen Pfeilern als massiv wirkende Bauwerksformen in vielerlei Abwandlungen wiederholt worden. Das Bild 7 von der Drackenlochbrücke

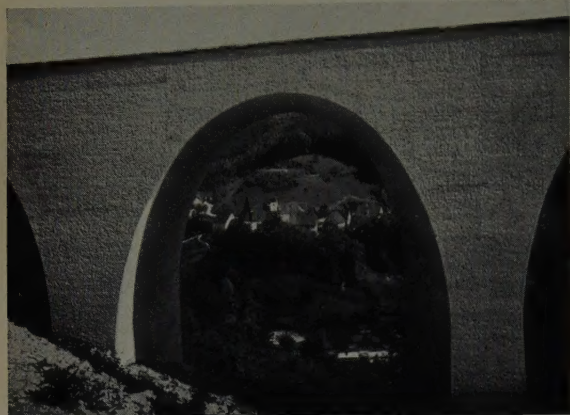


Bild 7. Drackenlochbrücke

zeigt, wie handwerklich sauber in der Oberflächenbearbeitung und Fugenausbildung eine derartige Aufgabe heute erledigt werden kann. Während der Viadukt der Drackenlochbrücke einen noch vollständig massiven Kern hat, ist bei der Wiedbachtalbrücke (Bild 8)

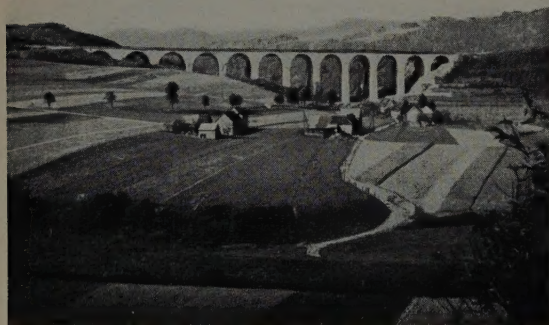


Bild 8. Wiedbachtalbrücke

die äußere Erscheinung eines Massivbauwerks zwar beibehalten worden, aber der Pfeiler ist ein Hohlquerschnitt und Bogen, Längswände und Fahrbahn sind zu einer Dreigelenkbogenscheibe verbunden. In noch weitergehender Auflösung wird z. Z. die Todsburgbrücke an der Strecke Stuttgart—Ulm der neuen Autobahn ausgeführt. Dort sind über den Bogenkämpfern keine Querscheiben mehr vorgesehen und Gelenke befinden sich nur in den Bogenscheiteln. Überhaupt wird die Auflösung der Massen in Scheiben und Wände im Brückenbau weitgehend betrieben. Wo früher bei flachen Brücken ein Massivgewölbe, später Gewölbe mit Längswänden, Querscheiden und Stabbögen verwendet wurden, ist als vorläufig Letztes die Bogenscheibe getreten. Die Konstruktion der Widerlager hat ähnliche Wandlungen durchgemacht.

Klare Konstruktion und entsprechende Formgestaltung sind an erfreulich vielen Beispielen im Massivbrückenbau festzustellen. Selbstverständlich fehlt es auch nicht an Gegenbeispielen, die aber meist dann zustande kommen, wenn unnötiger Zierrat und gewollte Architektur aufgewandt wurde.

Kleinere und mittlere Brückenbauwerke befriedigen häufig weniger, als dies bei größeren Brücken der Fall ist. Dies kommt meines Erachtens daher, daß bei wachsender Spannweite der Konstrukteur von selbst gezwungen wird, mit den Baustoffen und dadurch mit den Gewichten möglichst sparsam umzugehen. Nimmt man es aber mit der kleineren Aufgabe nicht weniger ernst als mit der großen, so zeigen eine Reihe von Beispielen, wie auch hier im Gesamtbild

und in der Einzelheit Konstruktion und Gestaltung zu einer äußeren Erscheinung zusammengehen, bei denen der Zweck bestimmte Ausdruck mit einem Gefühl ästhetischer Befriedigung sehr wohl harmonisieren kann. Als Beispiel seien hier die kleinen Gehwegbrücken im Hamburger Ausstellungsgelände Planten und Blumen, erbaut im Jahre 1952/53 (Bild 9 u. 10), erwähnt. Ich füge diese beiden Bauwerke nur an, weil sie in der damaligen Zusammen-

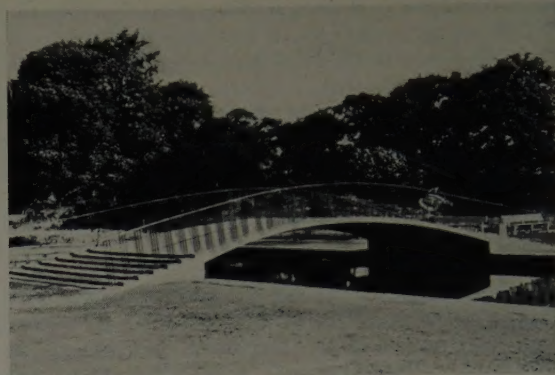


Bild 9. Gehwegbrücke in Planten und Blumen, Hamburg

arbeit zwischen Architekt und Ingenieur bewiesen haben, daß konstruktive Idee ein liebevolles Eingehen auf Lockerung Form und Behandlung des Details hinzutreten muß, was meist an Modellstudien erreicht werden kann, um einen befriedigenden Gesamteindruck zu erhalten.



Bild 10. Gehwegbrücke über Jungiusstraße in Hamburg

Das handwerkliche Detail spielt neben allen unseren Überlegungen und Bemühungen um Konstruktion und Form eine ausgezeichnete und hervorstechende Rolle. Das kann nur erfüllt werden vom Handwerker mit guter fachlicher Ausbildung und einer Gesinnung, die etwa einem Steinmetzen aus früherer Zeit entspricht. Die Liebe zum Werk gehört beim Handwerker genau so zur Verwirklichung des Ganzen wie diejenige seines geistigen Schöpfers. Im Bau hat sich im Betonbau zwar schon viel geändert und gebessert. Erziehung des Handwerkers aber müssen wir als Ingenieure gesamt so wichtig und ernst nehmen wie die des Ingenieur Nachwuchses selber.

Bei weitem nicht so sicher wie im Brückenbau sind die ersten Grundsätze und auch die spätere Entwicklung, die der Hochbau seit dem stürmischen Auftreten des Stahlbetons als Konstruktionselement gemacht hat. Bei der fast unbegrenzten formalen Anpassungsfähigkeit der Bauweise an alle Möglichkeiten, die die Vielfalt der Aufgaben des Hochbaues bot und noch bietet, ist die beim Brückenbau zwar immer, aber doch sehr häufig festgestellte Einheit zwischen konstruktiver Zweckmäßigkeit und künstlerischer Formgestaltung beim Hochbau weniger häufig erreicht worden. Die reichen Möglichkeiten, in der sichtbaren Verbundkonstruktion liegen, sind in den Anfängen beim raumumschließenden Element des Hochbaues überhaupt nicht ausgenutzt worden. Wir finden anfangs nur die eingehende Anwendung der Konstruktionselemente Säulen, Balken, Platten als tragendes Skelett, die aber im äußeren Anblick ein Bauwerks nicht in Erscheinung treten. Ein erfreulicher Ansatz ist das seinerzeitige Ernemann-Gebäude in Dresden (Bild 11), bei dem dem Geschmack der Zeit entsprechend die äußeren Stützen des Stahlbetonskeletts als steinmetzmäßig bearbeitete Lisenen ge-

den. Die Entwicklung bis in die jüngste Zeit ist in einer großen Mannigfaltigkeit von Beispielen bekannt. Es sei hier nur an das Gebäude der nach dem zweiten Weltkrieg gebauten, in dieser Hinsicht



Bild 11. Ernemann-Gebäude in Dresden

an einem Neuen zugewandten Fassade des Verwaltungsgebäudes der Preussag gedacht (Bild 12) und an die Stirnansicht des Berufs-



Bild 12. Verwaltungsgebäude der Preussag

schulzentrums Bremen (Bild 13). Allerdings wird heute schon des Weiteren die Ansicht laut, daß sich die Dinge in dieser Entwicklung vielleicht bereits überschlagen haben. Das „Kühlrippensystem“ einer



13. Stirnansicht des Berufsschulzentrums in Bremen

Sichtbetonfassade ist zwar technisch und baupraktisch zu bewältigen. Je dünner die Lisenen und Bänder werden, um so mehr scheut man sich, sie steinmetzmäßig zu bearbeiten. Was dann aber unbearbeitet sichtbar bleibt, ist ein freudloses Grau der Zementhaut, dem man höchstens durch Farbe eine Lockerung geben kann. Beispiele gelungener Art liegen vor, so das Geschäftshaus Herz in Hamburg oder wie beim Kraftwerk Lübeck-Siems, wo man aus Gründen einer Harmonie des Gesamtbildes neben die alten gemauerten Schornsteine solche aus Beton mit Farbzusatz, bestehend aus Mangan, gestellt hat.

Was uns hier besonders interessiert, sind die Monumentalbauten. Bei ihnen ist der Einfluß des Ingenieurbaues auf die moderne Architektur nicht weniger entscheidend gewesen; ja, sie wären sogar unmöglich gewesen ohne den Einfluß des Ingenieurbaues und die Beherrschung der ihm zur Verfügung stehenden Mittel des Stahlbetonbaues. Greifen wir als Beispiel aus dem Jahre 1912 die Jahrhunderthalle in Breslau heraus, so läßt die raumabschließende Form der äußeren Erscheinung nichts vermuten von der damals außergewöhnlichen konstruktiven Leistung einer in Meridian- und Ringrippen aufgelösten Kuppel (Bild 14). Auch die Gurtbögen, auf denen

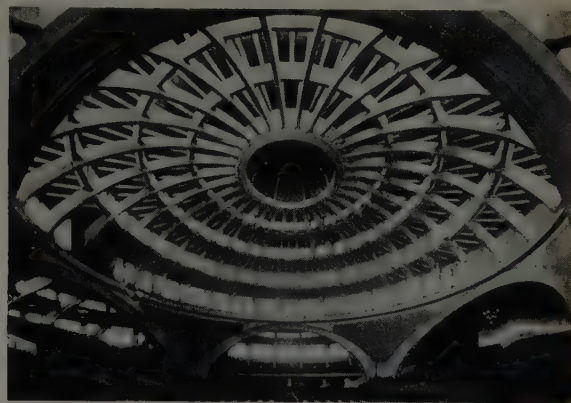


Bild 14. Kuppel der Jahrhunderthalle in Breslau

der unterste Ring aufsteht, verraten für die damalige Zeit die Vorliebe für bogenförmige Tragkonstruktionen, stellen aber eine heute noch bewundernswürdige Baukonstruktion dar. Die hier zum Ausdruck kommende Betontechnik hat für die Stilbildung der Zeit unmittelbar vor und nach dem ersten Weltkrieg in Deutschland eine nicht unbeachtliche Rolle gespielt.

Auch der Flugzeughalle Muggensturm (Bild 15) haftet noch eine fühlbare Schwere an, die nicht allein bedingt ist durch die Tatsache,

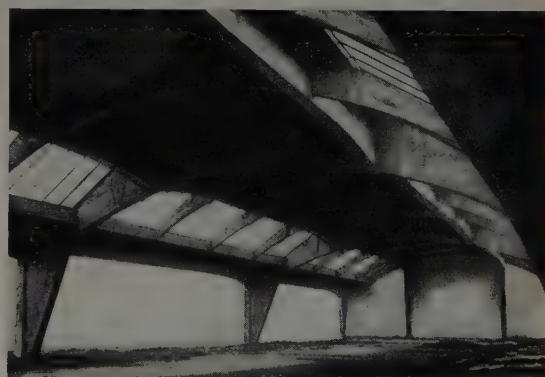


Bild 15. Flugzeughalle Muggensturm

daß der Bemessung der Stahlbetonkonstruktion in der damals zu erreichenden Festigkeit der Baustoffe gewisse Grenzen gesetzt waren. Zunächst hat die Verwendung von Flächentragwerken hier



Bild 16. Großmarkthalle in Köln

entscheidenden Wandel geschaffen, mindestens dort, wo große Räume zu überbrücken waren.

Bei der Großmarkthalle Köln ist zwischen Konstruktion und Form in ihrer gegenseitigen Entsprechung als raumabschließendes und raumumschließendes Element eine Einheitlichkeit zustande gekommen, die trotz der betonten Sachlichkeit eine harmonische und auch den Nichtfachmann befriedigende Gesamtwirkung entstehen ließ (Bild 16). Diese Lösung zeigt aber auch schon, wo gewisse Ansätze der Lockerung und Auflösung der Strenge gemacht werden müssen, um restlose Befriedigung zu erzielen.



Bild 17. Shedhalle einer Spinnerei in Barcelona

Bei Innenräumen für Industriezwecke war schon sehr frühzeitig der Shedbau eine wegen der gleichmäßigen Ausleuchtung der Halle beliebte Konstruktion. Die Shedhalle der Spinnerei in Barcelona (Bild 17) aus den zwanziger Jahren läßt zwar die Möglichkeiten



Bild 18. Werkhalle der Lloydwerke in Bremen

lichter und leichter Bauweise bereits auch im Massivbau ahnen. Beim Betrachten des Innenraumes bleibt man aber mit dem Eindruck behaftet, daß es sich um einen Versuch und noch nicht um einen endgültigen Schritt handelt.

Die Werkhalle der Lloydwerke in Bremen (Bild 18) aus dem

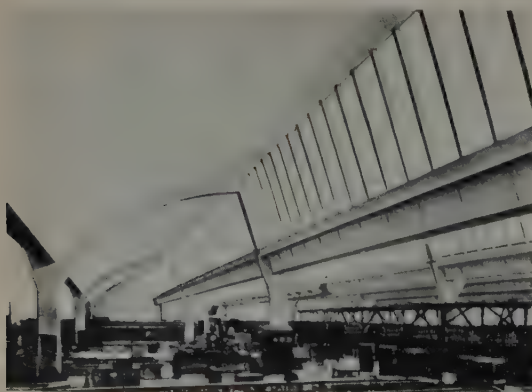


Bild 19. Schalenshedhalle in Augsburg

Jahre 1953 läßt dagegen den Raum mit Stützenstellungen von 8×16 m bei geringsten Abmessungen von Stützen und Trägern freier wirken. Die in einer Vielzahl von Beispielen ausgeführten

Sheddächer als Flächentragwerke (Bild 19) sind für größte Spannweiten vorgesehen worden.

Mit dem Auftreten des vorgespannten Betons, der aus den verschiedensten Gründen eine höhere Ausnützung des auf Biegebeanspruchten Querschnitts zuläßt, ist dann auch im Hochbau der Ingenieur ein Konstruktionselement an Hand gegeben worden, den Weg freigemacht hat für eine noch weitergehende Verknüpfung der Abmessungen bei den einzelnen Konstruktionsteilen.



Bild 20. Halle für Pflanzen und Blumen in Hamburg

Beispiel sei mit der Halle IV für Pflanzen und Blumen in Hamburg mit einer Stützweite von 50 m gezeigt (Bild 20). Hier erscheint die Haupttragkonstruktion als feingliedriger Spant der lotrecht raumabschließenden Glaswände und der waagerechten Dachhaut.



Bild 21. Schwarzwaldhalle in Karlsruhe

Streben nach feingliederten Konstruktionselementen und geringen Abmessungen für Träger, Wände und gekrümmte Flächen kündet sich in einer Reihe von ausgezeichneten Beispielen an, von denen in unserem eigenen Bereich die Karlsruher Schwarzwaldhalle erwähnt sei (Bild 21).



Bild 22. Halle Gossau, Außenansicht

Was hier im Ausland, vor allen Dingen in den südlichen Ländern der Schweiz und Italien, aber auch in Spanien und Südamerika in den letzten Jahren geschaffen wurde, kann für uns nur richtung-

end sein. Was bei uns noch gewisse Starrheit besitzt, ist dort
spiel mit geometrischen Flächen und Formen, von denen als Bei-
e in Bild 22 u. 23 die Halle Gossau in der Schweiz, in Bild 24

liche Beschreibung findet sich im gleichen Jahrgang (Heft 4 und 5)
dieser Zeitschrift.

Mit fortschreitender Entwicklung haben sich dann auch die

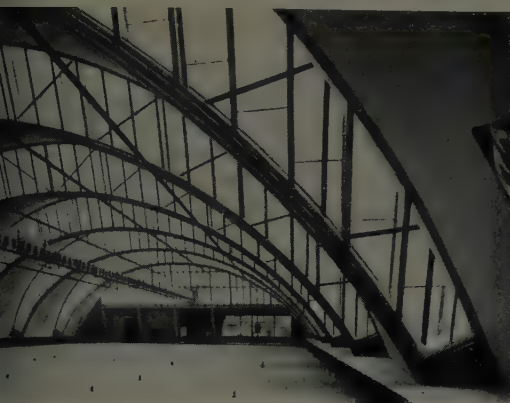


Bild 23. Halle Gossau, Innenansicht



Bild 25. Fernsehturm Stuttgart



Bild 26. Verwaltungsgebäude der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik (BASF) in Ludwigshafen



Bild 24. Übergabesilo eines Kraftwerks in Italien

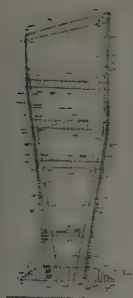


Bild 24 a. Krafthaus des Rheinkraftwerkes Birsfelden, Schweiz



Bild 24 a. Krafthaus des Rheinkraftwerkes Birsfelden, Schweiz

von jeder konventionellen Starrheit freie Konstruktion eines
gabesilos aus dem italienischen und in Bild 24 a aus dem schwei-
chen Kraftwerksbau gezeigt werden.

us rein geometrischen Formen setzt sich auch der Fernsehturm
gart zusammen (Bild 25), die noch eindeutiger das ganze Bau-
charakterisieren, wenn man bedenkt, daß selbst die Funda-
platte, früher üblicherweise als volle Kreisplatte ausgeführt,
r eine konusförmige Hohlplatte gebildet wird. Eine ausführ-

Hilfsmittel für die Baudurchführung gewandelt. Ein Beispiel hier-
für: Das Bestreben, feingliedrige Stahlbetonskelette auf schmalen
Grundrissen nach der Höhe zu entwickeln, hat beim Verwaltungs-
gebäude der BASF in Ludwigshafen zu einer neuen Form des
Drehkrans geführt. Das 90 m hohe Gebäude (Bild 26) wird z. Z. unter
Verwendung sich selbst teleskopartig hochwindender Schwenkarme
hochgeführt, deren Unterbau gleichzeitig den Fahrstuhl zur Beför-
derung der Arbeiter enthält.

So glaube ich, gezeigt zu haben, daß sich auch für die Gebiete des
Hochbaues eine Entwicklung abzeichnet, die uns bei der Frage
nach dem Wohin nicht mit jenem pessimistischen Gefühl zu be-
eindrucken braucht, das sich mehr oder weniger stark einschleicht,
wenn wir vor einer Vielzahl von Bauwerken aus der Entwick-
lungszeit des Stahlbetons seit Beginn des 20. Jahrhunderts stehen. Wo
uns dieses Gefühl äußerlichen Unbefriedigtseins befällt, sind meist
zwei Gründe dafür maßgebend; entweder ist für die Konstruktion
alles, für die Form nichts oder umgekehrt für die Form alles und
für die Konstruktion sehr wenig getan worden, und wir stellen
fest, daß dort, wo Architekt und Ingenieur schon in statu nascendi
einer Idee zu einem Bauwerk in ausgleichender und gegenseitig
sich achtender Weise zusammenarbeiten, die Verwirklichung der
Idee, d. h. die Bauaufgabe als solche auch in einer befriedigenden
Gesamtlösung ausklingt. Wir können uns der Erkenntnis nicht en-
ziehen, daß der technische Stil unseres Jahrhunderts durch die Mög-
lichkeiten in der wissenschaftlich unterbauten Ausnützung des Bau-
stoffes begründet liegt, daß aber andererseits auch diese Mög-
lichkeiten allein, d. h. die Konstruktion als Selbstzweck, noch keine
voll befriedigende Lösung ergibt. Nur die Gemeinschaftsarbeit
zwischen Architekt und Ingenieur auf gleichrangiger Stufe wird
uns freimachen von Fehlern, wie wir sie in den vergangenen Jahr-
zehnten einer stürmischen Entwicklung unserer neuen Bauart erlebt
haben. Wer es gewohnt ist, innerhalb eines größeren Arbeitskreises
als Ingenieur unter seinesgleichen tätig zu sein, wird keinerlei Be-
lastung darin sehen, daß jede Arbeit von Rang und Wert bei dem
heute weitverzweigten Wissens- und Sachgebiet unseres engsten
Berufskreises immer nur eine Gemeinschaftsarbeit sein kann. Wir
nennen das auch „Ingenieurballspiel“, das hinter dem Arbeitstisch,
am Rechen- und Zeichentisch anfängt, aber auch bis zur Baustelle
hinaus fortgesetzt werden muß. In diese Gemeinschaft als selbstver-
ständlich gleichrangigen Mitarbeiter den Künstler und Spezialisten
des Formalen, d. h. den Architekten, mit einzubeziehen, ist der
Schritt, den wir auf breiter Basis tun müssen und der sich dort, wo
er bis heute konsequent getan wurde, voll bewährt hat.

Eine andere Erkenntnis aus der Rückschau in die geschichtliche

Vergangenheit unseres Fachgebietes scheint mir aber genauso wichtig zu sein. Wir müssen uns hüten, als Ingenieure in unserem konstruktiven Denken in einer Reihe von uns bis jetzt vertrauten Formen und Formeln zu erstarren, sondern müssen behutsam und verantwortungsbewußt zugleich neuen Möglichkeiten nachspüren oder Anregungen hierzu willig aufgreifen. Unsere Konstruktionen können nicht mit dem heute Erreichbaren enden. Überblickt man das Gebiet der Elastizitäts- und Festigkeitslehre, so ahnt man hier gewisse Grenzen in der möglichen praktischen Ausnützung und Verwertbarkeit mathematischer Ansätze. Meist beginnt nämlich für den Ingenieur die Schwierigkeit dort, wo sie für den Theoretiker aufhört. Hier muß der tüchtige Ingenieur mit Verstand und Phantasie zugleich eine Brücke bilden, um nach Verfahren zu suchen, die eine sinnvolle Anwendung in der Praxis bei aller notwendigen Rücksichtnahme auf Sicherheit der Konstruktion bedeuten. Wir werden uns dazu in einer ganzen Reihe von Arbeiten manueller Art für die Zukunft entlastet fühlen, indem das, was früher für den rechnenden Ingenieur einen großen Teil seines Arbeitsaufwandes ausmachte, auch in einfacher Weise aus den gebräuchlichen Handbüchern entnommen werden kann. Ich denke hier z. B. daran, welche Vereinfachung das Iterationsverfahren nach Cross für den praktisch tätigen Ingenieur bedeutet und wie sehr wir uns noch vor 30 Jahren bemüht haben, einen durchlaufenden Träger rechnerisch oder graphisch in allen Einzelheiten zu behandeln. Wir werden im Laufe der Entwicklung Tafelwerke für Träger, Platten und auch Flächentragwerke erhalten, die uns freimachen für neue Erkenntnisse und neue Aufgaben. Was mit der mathematischen Untersuchung allein nicht zu Ende geführt werden kann, muß durch den Versuch seinen gültigen Abschluß finden. Die experimentelle Physik scheut sich in ihren höchsten

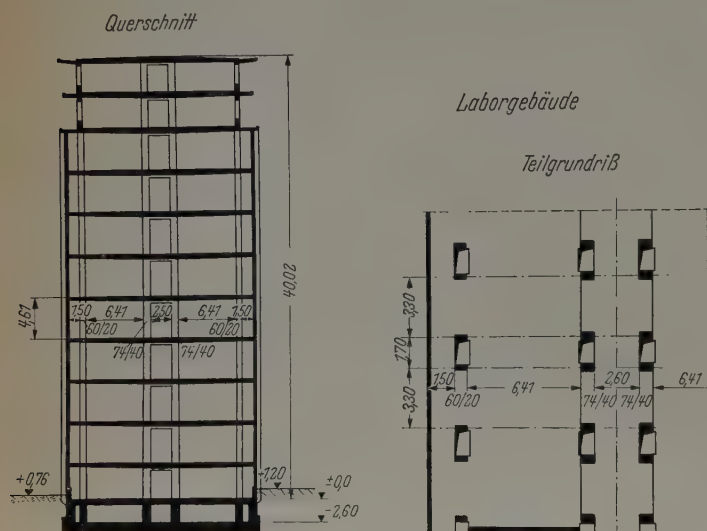


Bild 27. Laboratoriumsgebäude der Chemischen Werke Huls

Disziplinen ebensowenig wie andere Zweige der Technik, wie Schiffbau, Flugzeugbau und Strömungstechnik, den Versuch zur Erlangung quantitativer Angaben für den Spannungs- und Strömungszustand in einem Baustoff zugrunde zu legen. Wir sind augenscheinlich auf dem Weg dazu, auch hier eine gewisse Freiheit zu erlangen und damit Möglichkeiten der Konstruktion aufzuspüren, die uns vordem versagt waren. Drei Beispiele seien zu diesem Zweck noch angeführt.

Bild 27 zeigt links den Querschnitt eines größeren Laboratoriumsgebäudes der Chemischen Werke Huls, rechts den eigenartigen Grundriß, der dadurch bedingt ist, daß der zwischen zwei Stützen liegende Versorgungsschacht in Form eines rechteckigen Durchbruchs durch die Decke hindurchgeführt werden mußte. Die beiden nahe beieinander stehenden Stützen legten den Gedanken nahe, eine ebene Decke als Abbild einer Pilzdecke zu entwerfen. Theorie und normengerechte Berechnungsvorschriften versagten aber hier den Dienst. Zudem handelte es sich um eine Decke mit veränderlicher Stärke, die auch im Modell früher nicht leicht herzustellen gewesen wäre. Wir haben daher unter Verwendung von Gießharz zwischen Glasplatten ein Modell 1 : 50 mit veränderlicher Plattenstärke gegossen und mit

Hilfe des Franz'schen Krümmungsmeßgeräts für felderweise gleichmäßige Belastung Hauptrichtungen und Hauptmomente gestellt und danach bemessen. Daß über die ermittelten Momente keinerlei Zweifel bestehen kann, beweist eine Reihe von Messungen an anderen einfachen Biegekonstruktionen.

Als zweites Beispiel ist die Eingangshalle zu dem Verwaltungsgebäude der BASF in Ludwigshafen in Bild 28 im Modell dargestellt. Es handelt sich um eine weitgespannte trägerlose Konstruktion wegen Fehlens seitlicher Aussteifungen in den nur zartgliedhaltenden Stützen kein Faltwerk darstellt, aber auch als zusammengesetzte biegsame Platte einer strengen Berechnung nicht zugänglich ist. Die Bemessung der etwa 15 m weit gespannten Hohlplatte wiederum mit dem Modellverfahren durchgeführt, indem aus Harz ein Modell 1 : 50 hergestellt und Hauptmomente und Auflagerreaktionen für die entsprechenden Belastungen festgestellt werden



Bild 28. Eingangshalle zum Verwaltungsgebäude der BASF in Ludwigshafen,

der Kompliziertheit der Biegetheorie schiefer Platten und im Hinblick auf die Tatsache, daß man sich nicht mehr scheut, auch solche winkelige Brückenplatten unter 20 bis 25° auszubilden, auch bei der durch den Umstand, daß die bis heute vorliegenden Tafelwerke hierfür nur beschränkt verwendbar sind, ist z. B. die Wayss-Freytag AG dazu übergegangen, derartige Platten mit dem Franz'schen Gerät nur modellmäßig zu untersuchen und danach zu bemessen.

Es ist erfreulich festzustellen, daß die Schweizer Ingenieure für Schalenträgerwerke den Modellversuchsweg, mindestens als Ergänzung zur Berechnung, beschritten haben. Bild 29 zeigt ein Modell eines weitgespannten Sheds der Uhrenfabrik Lankow in Solothurn aus Plexiglas. Die Schale wurde nach der Elastizitätstheorie zwar berechnet, die Wirkung der Vorspannkräfte aber, die für die Bemessung der Schale wesentlich sind, sollte vor allem an Hand von Modellversuchen erprobt werden.

Darüber hinaus bereitet sich auch eine Möglichkeit vor, Schalen polarisations-optisch zu untersuchen. Bild 30 zeigt die Isolationsmaten einer mit vier an einem Rand angreifenden Einzelkräften



Bild 29. Schalenshed der Uhrenfabrik Lankow, Modell

beanspruchten geschlossenen Zylinderschale. Die Auswertung der polarisations-optischen Untersuchung von Flächentragwerken ist falls schon möglich, weil einerseits die technische Entwicklung der Herstellung von Kunstharzmodellen beliebiger Flächen in den letzten Jahren bedeutende Fortschritte gemacht hat und hierzu

ichkeit kommt, einen Lichtstrahl
h die Schale hindurch zu schicken,
der die beiden Flächen außen und
n mit polarisierter Folie in ge-
zter Stellung versehen sind. Es ist
möglich, hier näher darauf einzu-
n; es liegt dem Verfasser aber daran,
h die angedeuteten neueren Wege
Hilfsmittel des physikalischen Expe-
mentes viel mehr als seither auf For-
angewendet zu wissen, vor denen
üblicherweise mangels genauer theo-
cher Unterlagen zurückschrecken.
ererseits erhellt hieraus noch deut-
r, daß die Technik nicht allein vom
stoff her, sondern durch die Erlan-
y von Unterlagen für die Bemessung

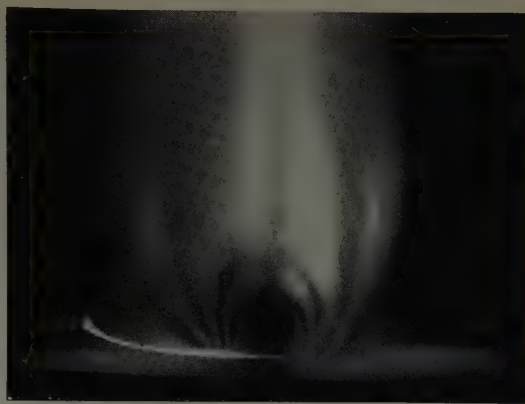


Bild 30. Isochromaten einer Kreiszyinderschale auf Einzelstützen

die Voraussetzungen schafft, um dem
Form- und Gestaltungswillen des Archi-
tekten weitere Möglichkeiten zu öffnen.
Die Frage, wer den Vorrang hat, ist
müßig. Für Architekt und Ingenieur gilt
letzten Endes das gemeinsame Ziel der
Verwirklichung der Idee. Sicher gibt es
Grenzgebiete, d. h. solche Bauaufgaben,
die entweder nur vom Architekten oder
vom Ingenieur gelöst werden können. Die
Regel dürfte aber doch für die Zukunft
sein: gemeinsame Arbeit zwischen Archi-
tekt und Ingenieur im gemeinsamen Stre-
ben nach Wahrheit und Vollkommenheit.

Schrifttum

Straub, Hans: Die Geschichte der Bauingenie-
kunst, Basel 1949, Verlag Birkhäuser.

Betrachtungen zur Prüfung der Betonfestigkeit

Von o. Prof. Dr.-Ing. Hubert Rüschi, Technische Hochschule München

DK 624.012.4: 620.1 Betonprüfung

Deutschland und den meisten europäischen Ländern ist die
Festigkeitsprüfung, in vielen anderen Ländern die Zylinderprüfung als
Standard eingeführt. Es sind derzeit Bestrebungen im Gange, durch
internationale Besprechungen die Betonprüfung einheitlich zu ge-
hen. Diese Bestrebungen sind zu begrüßen. Man kann sich wohl
nicht abfinden, wenn die für die Bauüberwachung notwendigen Prü-
fen in den verschiedenen Ländern unterschiedlich gehandhabt
werden, aber es ist sehr nachteilig, daß kein unmittelbarer Vergleich
möglich ist. Erfahrungsberichte und Forschungsergebnisse verschiedener
Länder sind, weil in jedem Land die Betonfestigkeit anders
definiert und definiert wird.

Es ist nicht nur der Unterschied zwischen Würfel- und Zylinder-
prüfung von Bedeutung. Das Bild wird auch durch die verschiedenen
Messungen der Prüfkörper, die unterschiedliche Belastungsge-
schwindigkeit und eine Reihe anderer Faktoren verzerrt. So ist z. B.
wenig bekannt, daß in Frankreich die Würfel meist in Holz-
formen hergestellt und unabgeglichen in die Presse eingesetzt
werden. Man versucht zwar, durch Zwischenlegen von Karton an den
Endflächen einen gewissen Spannungsausgleich zu erreichen, muß
aber immer noch mit einer etwa 20prozentigen Festigkeitsminderung
bei näher abgeglichenen Würfeln rechnen.

Ein großer Einfluß hat auch die unterschiedliche Auswertung
der Prüfergebnisse. Während man in Deutschland als charakteristi-
sche Festigkeitszahl den Mittelwert der zusammengehörigen Würfel
nimmt, messen manche Länder den tiefliegenden Prüfwerten ein
geringeres Gewicht bei.

Wenn man den Wunsch nach einer Vereinheitlichung der Prüf-
verfahren bejaht, muß man die Frage stellen, welches Prüfverfahren
am zweckmäßigsten ist. Die folgenden Ausführungen sollen hierzu
einige Gedanken beisteuern.

Der Probekörper

Als Standardkörper kommt außer dem 20-cm-Würfel wohl nur
der Zylinder mit 15 cm ϕ und 30 cm Höhe in Frage (und dazu
noch die größeren und kleineren Abmessungen für Sonderzwecke).
In der kürzesten wurde allerdings für eine internationale Normung auch
das Prisma vorgeschlagen. Dieser Gedanke weist aber so viele Nach-
teile auf, daß er nicht ernsthaft in Erwägung gezogen werden kann.

Nachteil der Probekörper

Der Würfel enthält 8, der Zylinder 5,3 Liter Beton. Das Gewicht
des Probekörpers beträgt 18 bzw. 12 kg. Die Handhabung wird also
mit dem Zylinder spürbar erleichtert.

Vorteile der Probekörper

Der Zylinder hat vor dem Würfel den Vorteil, daß er keine Ecken
hat. Die Streuung der Würfelergebnisse rührt vor allem daher,

daß wegen des Einflusses der Wandreibung die Verdichtung der
Ecken ungleichmäßiger ausfällt als die des Kernes. Ebenso kommt
in den Ecken der Einfluß der Endflächenreibung viel unsicherer
zur Wirkung.

Der Würfel hat aber den Vorteil, daß seine in Stahlschalung her-
gestellten Seitenflächen ebene Druckflächen ergeben und deshalb
meist kein Abgleichen erfordern. Der Zylinderprobe wirft man mit
Recht vor, daß nur eine Druckfläche in Schalung hergestellt wird
und die zweite für den Einbau in der Presse besonders bearbeitet
werden muß. Dieser Nachteil wird aber durch das neuerdings von
Thaulow [1] eingeführte Fertigungsverfahren vermieden. Dabei
wird die obere Druckfläche des Zylinders nach dem Betonieren ab-
gezogen, geglättet und durch Einreiben einer Stahlplatte geschlossen.
Nachdem man diese Stahlplatte an der Form befestigt hat, kann
man den Zylinder waagrecht legen (siehe Bild 1). Nun schmiegt
sich der plastische Frischbeton dicht an die Deckplatte an und man
erhält gleich ebene Druckflächen wie bei der Würfelprüfung. Diese
Art der Zylinderherstellung wurde in meinem Institut oft mit Erfolg
erprobt.

Formkosten

Die Zylinderschalungen
sind einfacher und billiger
als die in Deutschland ver-
wendeten Würfelformen.

Vielseitige Verwend- barkeit der Prüfkörper

Derzeit prüft man in
Deutschland im Normalfall
nur die Würfel Festigkeit.
Die für die Berechnung von
Druckgliedern maßgebende
Prismenfestigkeit wird nur
ausnahmsweise durch Ver-
such bestimmt. Meist be-
gnügt man sich, sie zu
einem Prozentsatz der
Würfel Festigkeit anzuneh-
men. Bei Behälterbauten und
beim Beton für Straßen
und Rollfelder prüft man
meist auch die Biegezug-
festigkeit an Balken. In
Ausnahmefällen mißt man
außerdem an Prismen den
E-Modul.

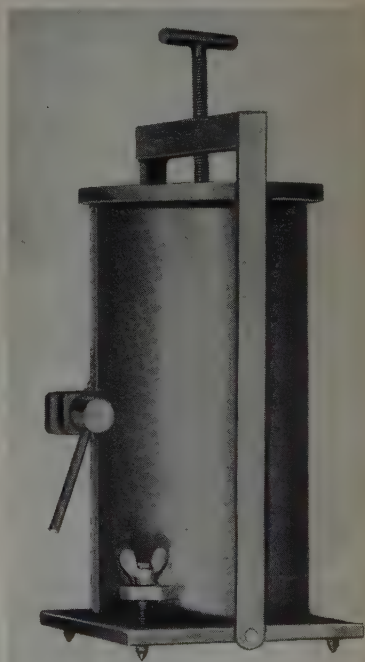


Bild 1. Die von Thaulow entworfene Schalung
für einen Zylinder 15 x 30 cm

Derzeit benötigt man also für die vollständige Betonprüfung in Deutschland 3 Prüfkörperformen: den Würfel, das Prisma und den Balken. Die Zylinderprüfung bietet im Gegensatz dazu die Möglichkeit, alle wesentlichen Eigenschaften des Betons an einer einzigen Form zu untersuchen.

Die am Zylinder festgestellte Druckfestigkeit entspricht etwa unserer Prismenfestigkeit. Sie ist also wirklichkeitsnäher als die Ergebnisse der Würfelprüfung, die bekanntlich wegen der Endflächenreibung überhöhte Festigkeitswerte liefert.

Die Zugfestigkeit bestimmt man am Zylinder durch Querdrücken der liegend in die Presse eingebauten Körper (siehe hierzu S. 139 des vorliegenden Heftes). Diese Belastung führt zum Bruch durch Querspannungen. Im Gegensatz zur Biegezugfestigkeitsprüfung entsteht aber der Größtwert dieser Zugspannungen nicht an der Oberfläche, sondern im Kern des Probekörpers, wo die Betonfestigkeit weniger streut und die Schwindspannungen keine Spitzenwerte aufweisen. Deshalb ist die Bestimmung der Zugfestigkeit an Zylindern zuverlässiger als an Balken. Sie liefert außerdem den Wert der zentralen Zugfestigkeit*). Die Biegezugfestigkeit ist um den Faktor k größer, der ungefähr zwischen $k = 2,7$ für B 160 und $k = 2,0$ für B 600 schwankt.

Auch der E-Modul kann am Zylinder bestimmt werden. Man benutzt für die Messung natürlich nur den mittleren Teil des Zylinders, um Störungsmöglichkeiten in der Nähe der Druckfläche auszuschalten. Es wird nun von manchen Seiten eingewendet, daß beim 30 cm hohen Zylinder die Meßlänge zu klein würde, um die Dehnungen genau genug beobachten zu können. Wenn man sehr genaue Messungen durchführen will, bereitet es aber keine Schwierigkeit, den Zylinder mit Hilfe einer Aufsatzschalung um 10...20 cm zu verlängern. Diese Maßnahme wird man aber wohl nur bei Forschungsarbeiten anwenden.

Streuung der Prüfergebnisse

Die Erfahrung zeigt, daß bei der Zylinderprobe der mittlere Fehler einer Prüferie spürbar niedriger ausfällt als bei der Würfelprobe. Dies ist verständlich, da sich, wie schon gesagt, die kreisrunde Form wesentlich gleichmäßiger verdichten läßt als der Würfel, bei dem die Ecken immer Anlaß zu Störungen geben.

Die Prüfpressen

Derzeit sind leider nur sehr wenige Baustellen mit eigenen Prüfpressen versehen. Die Verlagerung der Güteprüfung des Betons von der Baustelle nach entfernten Laboratorien muß als Nachteil empfunden werden. Erfahrungsgemäß führt man auf der Baustelle ein vom Laboratorium mitgeteiltes schlechtes Prüfergebnis fast immer auf eine fehlerhafte Prüfdurchführung des Laboratoriums und nicht auf eigenes Verschulden bei der Betonbereitung zurück.

Will man die Prüfungen auf die Baustelle verlegen, müssen billige und handliche Pressen zur Verfügung stehen, die mindestens bis zur Betongüte B 300 ausreichen. Bei der Würfelprüfung muß dann die Presse eine Kraft von 150 t aufbringen. Bei der Zylinderprüfung sinkt die Druckfläche auf 44% und die Festigkeit auf 80%. Die Presse braucht deshalb nur für 50 t bemessen zu werden. Dies würde die Beschaffung von Baustellenpressen wesentlich erleichtern.

Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile beider Prüfkörperformen

Eine Gegenüberstellung aller Vor- und Nachteile beider Prüfkörperformen spricht eindeutig dafür, die Zylinderprüfung für die angestrebte internationale Angleichung auszuwählen. In Deutschland wurde zwar schon mehrfach nach reiflicher Überlegung der Übergang zur Zylinderprüfung abgelehnt. Man darf aber nicht übersehen, daß inzwischen zwei neue Gesichtspunkte von entscheidender Bedeutung aufgetreten sind, nämlich die Einführung des Thaulowschen Verfahrens für die Herstellung der Zylinder und die Entdeckung des Querdruckversuchs für die Prüfung der Zugfestigkeit.

Die Auswertung der Prüfergebnisse

Unsere Baubestimmungen bauen auf der Vorstellung auf, man müßte für die beiden Baustoffe Stahl und Beton unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte wählen, weil die Betonfestigkeit stärker streut

als die Stahlfestigkeit. Am deutlichsten tritt diese Vorstellung im DIN 4227 (Spannbeton) hervor, welche empfiehlt, beim Bruchsteignachweis die Festigkeit des Betons wegen der größeren Streuung mit $\frac{2}{3}$ ihres Sollwertes einzusetzen.

Trifft diese Vorstellung nun zu? In welchen Bereichen streuen die Festigkeitswerte der Baustoffe Stahl und Beton?

Bild 2, das einer Veröffentlichung der Deutschen Bundesbahn über die Ergebnisse ihrer Abnahmeprüfungen entnommen wird, zeigt die an

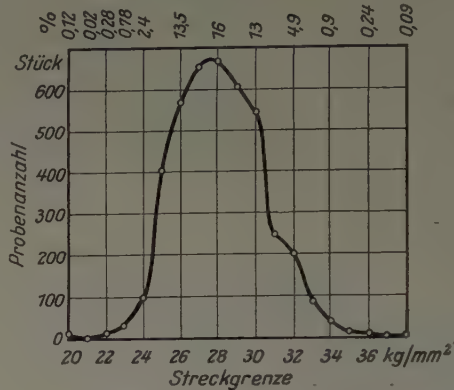


Bild 2. Darstellung der Streuung der Streckgrenze von St 37 an Hand einer Häufigkeitskurve, der die von der Deutschen Bundesbahn in den Jahren 1949 bis 1952 durchgeführten 4232 Abnahmeversuche zugrunde liegen

zeigt die an 4000 Proben gemessene Häufigkeitskurve der Streckgrenzwerte von Bau-St 37. Die mittlere Streckgrenze beträgt 2810 kg/cm², die mittlere Abweichung $\sigma_s = 234$ kg/cm². Bereich, der mit 1% Wahrscheinlichkeit unterschritten wird, zwischen 2270 und 3350 kg/cm².

Betrachtet man die Ergebnisse der Festigkeitsprüfung auf einer Baustelle, die sich auf die Zeit von März bis November erstreckte, wobei 138 Prüfwerte zu der in Bild 3 gezeichneten Häufigkeitskurve zusammengefaßt wurden, so findet man eine ähnliche Charakteristik. Der mittlere Wert liegt bei 468 kg/cm², die mittlere Abweichung beträgt $9,4\% = 44,0$ kg/cm². Mit 1% Wahrscheinlichkeit werden die Grenzen 381 und 547 kg/cm² nicht überschritten. Die mittlere Abweichung ist also nur unwesentlich größer als beim St. 37.

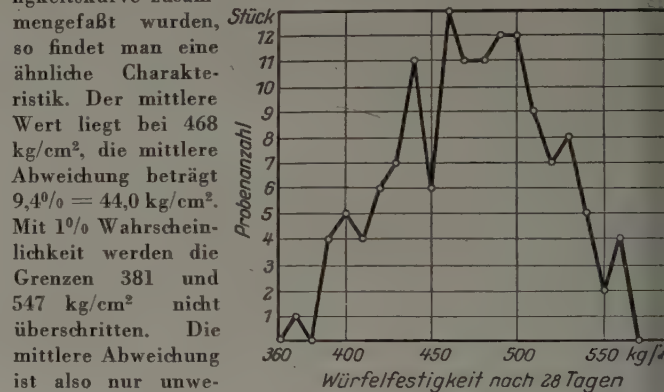


Bild 3. Darstellung der Streuung der Betonfestigkeit nach 28 Tagen an Hand einer Häufigkeitskurve. Die aufgeführten 138 Probewürfel verteilten sich auf eine vom August bis Dezember währende Bauzeit

Man mag nun einwenden, daß die Verhältnisse auf kleineren Baustellen ungünstiger liegen. Dies ist wohl meist noch der Fall sein und man muß hier noch mit einer mittleren Abweichung von etwa 15% rechnen. Auf dem Gebiet der Betonbauweise wurden aber im letzten Jahrzehnt außerordentliche Fortschritte erzielt. Was heute erst auf einer sehr beschränkten Zahl von Baustellen geleistet wird, kann schon in absehbarer Zeit zur Norm für gut geleitete Betriebe werden. Diese Entwicklung könnte wesentlich beschleunigt werden, wenn ein wirtschaftlicher Anreiz für die Herstellung einer gleichmäßigen Betongüte geschaffen würde. Im folgenden soll noch gezeigt werden, wie dies erreicht werden kann.

Hinsichtlich der Streubreite besteht also kein grundsätzlicher Unterschied zwischen den Baustoffen Stahl und Beton. Viel wichtiger ist die Tatsache, daß unsere Vorschriften beim Stahl eine Einhaltung einer Mindestfestigkeit fordern, beim Beton dagegen nur den Nachweis eines Mittelwertes der zusammengehörigen Würfel. Im folgenden wird gezeigt, daß diese beiden Forderungen nicht gleichbar sind. Die Verwendung unterschiedlicher Sicherheitsbeiwerte für Beton und Stahl findet deshalb ihre Rechtfertigung nicht so sehr in verschiedenen Streubreiten, sondern vorwiegend in der verschiedenen Art, aus den Prüfwerten die charakteristische Festigkeit zu bestimmen.

Beim Stahl I schreibt DIN 1045 (Stahlbeton) eine Mindeststreckgrenze von $\sigma_s = 2200$ kg/cm² vor. Diesen niedrigen Wert können

*) Nach einer Mitteilung des „Instituut T.N.O. voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies“, Delft, kann die zentrale Zugfestigkeit auch an Würfeln durch Belastung mit zwei gegenüberliegenden Linienlasten auf ähnliche Weise wie bei Zylindern ermittelt werden.

herzeuger gewährleisten. Bei den Sicherheitsüberlegungen, die Wahl der zulässigen Spannung von 1400 kg/cm² führten, ging aber von $\sigma_s = 2400$ kg/cm² aus. Dieser höhere Wert wird nach 2 nur von etwa 20% der Prüfwerte nicht erreicht.

Ein Werkstoff Stahl bereitet die Gütesicherung keine Schwierigkeiten, da er unter annähernd konstanten Bedingungen in großen Mengen erzeugt wird und einer ständigen Überwachung unterliegt. Im Beton stellt dagegen jede neue Baustelle eine neue Fertigungsanlage dar, die meist auch mit neuen Rohstoffen arbeiten muß. DIN 1045 verlangt nur, daß bei der Güteüberwachung mindestens je 200 m³ Beton eine aus 3 Würfeln bestehende Serie von Prüfkörpern hergestellt wird. Bei kleinen und mittleren Baustellen geht also eine einzige Serie, und nur wenige große Baustellen liegen genügend Prüfwerte für das Zeichnen der Häufigkeitskurve. Es fehlt also meist die für eine eindeutige Bestimmung der Festigkeitsverteilung notwendige Konstanz der Fertigung und Prüfung. Die Festigkeit der 3 Würfel, die der gleichen Mischung entstammen, wird geteilt. Man verlangt nur, daß kein Einzelwert mehr als 15% unter, und daß das Mittel oberhalb der geforderten Nennfestigkeit liegt. Dieser Mittelwert wird aber mit großer Wahrscheinlichkeit erheblich größer als die niedrigste Würfel Festigkeit des auf der Baustelle hergestellten Betons sein.

Wie de [3] hat schon vor Jahren eindringlich darauf hingewiesen, daß mit wenigen Prüfwerten keine annähernd befriedigende Aussage über die wirklich erreichte Festigkeit möglich wird. Er brachte ein anschauliches Beispiel: Wenn die Aufgabe gestellt wird, die Größe eines Menschen zu messen, kann man auch nicht so vorgehen, daß man nur einen ersten Maß nimmt, der zufällig des Weges kommt. Er könnte auch ein Riese sein.

Bei normaler Verteilung der Streuwerte nach dem Gaußschen Fehlerverteilungsgesetz, wie sie in Bild 4 idealisiert dargestellt ist,

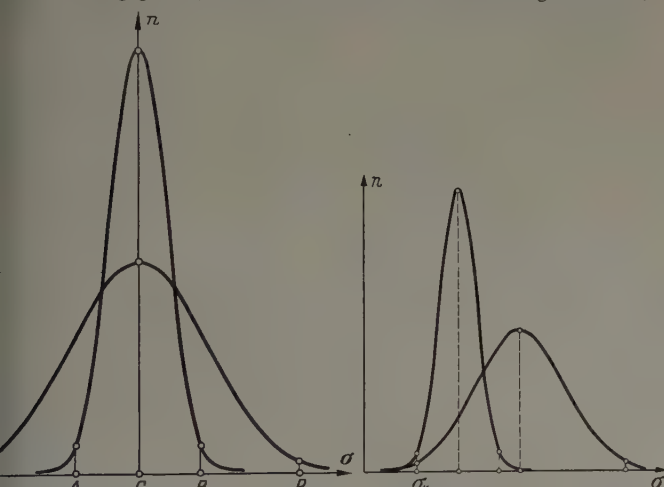


Bild 4. Häufigkeitskurve (Gaußsches Fehlerverteilungsgesetz) für den Fall, daß keine systematischen, sondern nur zufällige Streuungen auftreten. Die Punkte A und B zeichnen in beiden Fällen die mit gleicher Wahrscheinlichkeit unterschrittene charakteristische Festigkeit. Je größer die Streuung, um so kleiner ist die charakteristische Festigkeit bei gleichem Mittelwert.

Es spricht also beim Stahl der den Sicherheitsüberlegungen zugrunde gelegte Wert etwa dem Punkt A. Beim Beton kann der nach DIN 1045 geforderte Wert in den weiten Bereich zwischen den Punkten A und B fallen, und es hängt vor allem bei kleineren Baustellen ganz vom Fall ab, wie hoch der geprüfte Wert der Betonfestigkeit über dem auf der gleichen Baustelle auftretenden Mindestwert liegt. Diese Abweichung kann aber um so größer sein, je breiter die Glockenkurve ausfällt, das heißt also, je größer der Streubereich der Prüfwerte wird.

Charakteristische Festigkeit

Die Sicherheit der Bauwerke hängt davon ab, ob die in der Bemessung vorausgesetzte Werkstofffestigkeit bei der Ausführung erreicht wird. Es ist deshalb wichtig, die Ergebnisse der Güteüberwachung in einer Form auszuwerten, die es erleichtert, die Einordnung der Bemessungsgrundlage zu überprüfen.

Die Sicherheit hängt nun im Regelfall nicht von der mittleren Festigkeit eines Bauwerkes ab, sondern von der Festigkeit seiner schwächsten Stelle. Deshalb kommt in den in Bild 4 gezeigten Häufig-

keitskurven den Punkten A eine viel größere Bedeutung zu als dem Mittelwert C. Dem gleichen Mittelwert können aber je nach Streubreite sehr verschiedene Werte A entsprechen, wie Bild 4 deutlich macht. Es liegt der Gedanke nahe, den für die Bemessung eines Bauwerkes „charakteristischen Festigkeitswert“ σ_k für alle Baustoffe möglichst einheitlich zu bestimmen und an die untere Grenze der Häufigkeitskurve zu legen (siehe Bild 5). Damit würde der wesentlichste Grund entfallen, den Sicherheitsbeiwert vom Baustoff abhängig zu machen.

In England [4] wurde vorgeschlagen, als charakteristische Festigkeit jenen Festigkeitswert auszuwählen, der nur mit 1% Wahrscheinlichkeit unterschritten wird. Eine solche Festlegung erscheint außerordentlich brauchbar. Der für die Bemessung maßgebende Sicherheitsbeiwert soll nicht nur die Unsicherheit in der Größe der Schnittkraft, sondern auch die Unsicherheit der Festigkeit abdecken, welche außer durch Ausführungsfehler (z. B. Kiesnester, zu geringe Abmessungen) und mangelnde Kenntnis des Festigkeitsverhaltens (z. Z. Zeiteinfluß) zum Teil auch durch mögliche Unterschreitungen der Nennfestigkeit verursacht wird. Es ist deshalb logisch, eine geringe Wahrscheinlichkeit (z. B. 1% wie eben vorgeschlagen oder auch mehr) für die Unterschreitung der charakteristischen Festigkeit zuzulassen.

Die Bestimmung der charakteristischen Festigkeit

Bei regelmäßiger Verteilung der Prüfwerte (Gaußsches Fehlerverteilungsgesetz) kann der nur mit 1% Wahrscheinlichkeit unterschrittene Festigkeitswert mathematisch definiert werden. Es ist in diesem Falle:

$$\sigma_K = \sigma_M - 2,3 \sigma_m \dots (1)$$

die charakteristische Festigkeit
(für 2 bzw. 5% Wahrscheinlichkeit der Unterschreitung würde der Abzug 2,0 bzw. 1,6 σ_m betragen),

$$\sigma_M = \frac{\sum \sigma_i}{n}$$

die mittlere Festigkeit,

$$\sigma_m = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_M - \sigma_i)^2}{n - 1}} \dots (2)$$

die mittlere Abweichung,

σ_i

der einzelne Prüfwert,

n

die Anzahl der Prüfwerte.

Im Bauwesen liegt im allgemeinen eine nur annähernd regelmäßige Verteilung der Prüfwerte vor. Die in den Bildern 2 und 3 gezeigten Abweichungen von der Gaußschen Glockenkurve nach Bild 4 sind aber nicht sehr groß. Die vorstehenden Gleichungen können deshalb auch in solchen Fällen sinnvoll angewendet werden. Für die in Bild 2 gezeigte Verteilung erhält man z. B. mit Gleichung (1) eine charakteristische Streckgrenze von 2270 kg/cm², nach Bild 3 eine charakteristische Betonfestigkeit von 366 kg/cm². Diese beiden Werte wurden in Wirklichkeit nicht in 1,0%, sondern in 0,9 bzw. 0,7% der Fälle unterschritten; diese Abweichung ist tragbar.

Die Streuungseinflüsse

Die Streuung der Prüfwerte hängt beim Beton im wesentlichen von 4 Ursachen ab:

1. Von Schwankungen in der Betonzusammensetzung.
2. Von Änderungen in der Betonverdichtung.
3. Von Unterschieden in der Nachbehandlung.
4. Von Einflüssen bei der Festigkeitsprüfung.

Die erste Ursache hat die größte Bedeutung. Fast jede Mischung weist Schwankungen in der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, im Wasseranteil und Zementgehalt auf. Die an zweiter Stelle genannte Betonverdichtung muß möglichst der im Bauwerk gleichen. Wie schon erwähnt, ist dies bei der Zylinderform leichter zu erreichen als beim Würfel.

Bei der Nachbehandlung der kleinen Prüfkörper können wohl nie die gleichen Bedingungen wie im Bauwerk erreicht werden, vor allem hinsichtlich des Wasserhaushaltes. Man hat sich in DIN 1048 (Betonprüfung) deshalb entschlossen, konstante Lagerungsbedingungen vorzuschreiben. Auch die Prüfbedingungen werden durch die Normung möglichst gleichmäßig gestaltet.

Man kann also von zwei Gruppen von Streuursachen sprechen. Die erste Gruppe umfaßt die Baustelleneinflüsse (Betonzusammensetzung und Verdichtung). Sie ist von wesentlich größerem Einfluß als die zweite Gruppe (Nachbehandlung und Prüfung), deren Einfluß durch zweckmäßige Vorschriften klein gehalten werden kann. Die derzeit

Bild 5. Häufigkeitskurven von 2 Werkstoffen mit gleicher charakteristischer Festigkeit σ_k . σ ist die Festigkeit, n die Häufigkeit

übliche Handhabung, jeweils 3 Würfel aus der gleichen Mischung herzustellen, erscheint unzweckmäßig, weil man dabei die kleineren Streueinflüsse der zweiten Gruppe durch eine dreimal größere Zahl von Prüfkörpern belegt als die meist entscheidenden Einflüsse der ersten Gruppe.

Zahl der Prüfkörper

Bei den im Betonbau üblichen Streuungen benötigt man für eine halbwegs zuverlässige Bestimmung der charakteristischen Festigkeit mindestens 10 Prüfwerter. Nach den vorstehenden Erklärungen sollte man aber vor allem davon abgehen, 3 Probekörper aus der gleichen Mischung herzustellen. Man kann bei gleicher Zahl der Prüfkörper einen wesentlich besseren Einblick in die wirkliche Festigkeitsverteilung gewinnen, wenn man in möglichst gleichmäßigen Abständen Einzelproben herstellt, die jeweils einer neuen Mischung entnommen werden.

Mindestforderungen für die charakteristische Festigkeit

Die in DIN 4227 (Spannbeton) vorgesehene Herabsetzung der Nennfestigkeit auf $\frac{2}{3}$ des Sollwertes dient nicht nur zum Ausgleich der Streuungen [5]. Man muß damit auch dem Umstand Rechnung tragen, daß die Betonfestigkeit unter dauernder Lasteinwirkung auf etwa 80% der Kurzzeitfestigkeit absinkt. Zum Ausgleich der Streuung gegenüber dem Mittelwert steht deshalb nur ein Teil dieses Reduktionsfaktors zur Verfügung.

Daraus ergibt sich folgendes. Wenn man für Stahl und Beton gleiche Sicherheitsbeiwerte anwenden will, muß die im Kurzzeitversuch ermittelte charakteristische Festigkeit 25% ($1 : 0,8 = 1,25$) über dem für die Bemessung maßgebenden Wert liegen. Bei Spannbeton heißt dies, daß die charakteristische Würfel Festigkeit $\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{0,8} = \frac{5}{6}$

der Nennfestigkeit erreichen muß. Bei der Zylinderprobe müßte man für den gleichen Beton $\frac{2}{3}$ der jetzigen Nennfestigkeiten nachweisen ($\frac{5}{6} \cdot K_p/W = \frac{5}{6} \cdot 0,8 = \frac{2}{3}$).

Für die drei Betongüten B 300, B 450 und B 600 der Spannbetonbestimmungen wären also auf dem vorgeschlagenen Wege durch Würfelproben 250, 375 und 500 kg/cm², durch Zylinderproben 200, 300 und 400 kg/cm² als charakteristische Festigkeit nachzuweisen. Selbstverständlich würde man dann besser die Nennfestigkeit durch die neuen Werte ersetzen.

In Deutschland geht man beim Sicherheitsnachweis von der 28-Tage-Festigkeit aus, in anderen Ländern, z. B. Frankreich, von der 90-Tage-Festigkeit. Wenn man schon den Festigkeitsabfall unter Dauerlast berücksichtigt, der an altem Beton ermittelt wurde, sollte man auch den nach 28 Tagen noch auftretenden Festigkeitsgewinn in Betracht ziehen. Dies würde eine kleine Ermäßigung der vorstehenden Zahlen für die 28-Tage-Festigkeit ermöglichen, vor allem bei Verwendung von Z 225.

Beispiel für die Berechnung der charakteristischen Festigkeit

Auf zwei Baustellen wurden je fünf Geschoßdecken an verschiedenen Tagen betoniert. Auf der Baustelle A wurde mit größerer Sorgfalt gearbeitet als auf Baustelle B. An jedem Betoniertag wurde vormittags und nachmittags je ein Probewürfel angefertigt. Die Prüfung führte zu nachstehenden Ergebnissen.

Baustelle A				Baustelle B			
Probe Nr.	W	$\Delta = W - W_M$	Δ^2	Probe Nr.	W	$\Delta = W - W_M$	Δ^2
1	220	-29	841	1	224	-25	625
2	237	-12	144	2	277	+28	784
3	246	-3	9	3	302	+53	2809
4	272	+23	529	4	257	+8	64
5	250	+1	1	5	264	+15	225
6	238	-11	121	6	268	+19	361
7	259	+10	100	7	252	+3	9
8	237	-12	144	8	235	-14	196
9	263	+14	196	9	191	-58	3364
10	268	+19	361	10	220	-29	841
Σ	2490	0	2446		2490	0	9278
i. M.	249				249		

Ergebnisse		Baustelle A	Baustelle B
Mittlere Festigkeit W_M		249 kg/cm ²	249 kg/cm ²
Maximale Abweichung		+9, -12%	+21, -23%
Mittl. Abweichung $W_m = \sqrt{\frac{\Sigma \Delta^2}{n-1}}$		16,5 kg/cm ² = 6,6%	32,1 kg/cm ² = 13,0%
Charakteristische Festigkeit $W_K = W_M - 2,3 W_m$		211 kg/cm ²	175 kg/cm ²
Abminderung $W_K : W_M$		0,85	0,70

Bei gleicher mittlerer Festigkeit von 249 kg/cm² ergab sich die Baustelle A eine charakteristische Festigkeit von 211 kg/cm², der nachlässiger geführten Baustelle B nur ein Wert von 175 kg/cm². In beiden Fällen wurden für die Konstruktion die für B 225 zulässigen Spannungen in Anspruch genommen. Deshalb mußte die charakteristische Festigkeit von $\frac{5}{6} \cdot 225 = 188$ kg/cm² nachgewiesen werden. Dieser Wert wurde nur von der Baustelle A erreicht.

Die mittlere Festigkeit hätte für die Baustelle A mit $\frac{188}{211} \cdot 249 = 222$ kg/cm² genügt, für B aber $\frac{188}{175} \cdot 249 = 268$ kg/cm² betragen müssen.

Bei dieser Art des Nachweises könnte die schlechtere Arbeit der Baustelle B nicht anerkannt werden. Wie wäre nun die Prüfung nach den derzeit geltenden Bestimmungen verlaufen? Wenn man fünf Geschoßdecken nicht mehr als 200 m³ Beton erfordern, eine einzige Würfelserie als Nachweis genügt. Dabei dürften Einzelwerte bis zu 15% unter der verlangten Festigkeit liegen, hätte also das Mittel der Würfel 225 kg/cm² und der kleinste Einzelwert 191 kg/cm² erreichen müssen. Dieser Forderung hätte die Baustelle mit großer Wahrscheinlichkeit genügt. Dabei wäre nicht der Zufall allein im Spiel gewesen. Welche Baustelle ist schlecht geleitet, daß für die einzige Würfelserie nicht der Beton ausgewählt wird?

Es ist ein wesentlicher Nachteil der bisherigen Regelung, daß sich schlechte Arbeit nicht sofort in den Prüfwerten auswirkt. Dem neuen Vorschlag wäre aber die Baufirma B gezwungen, weder 20% mehr Zement zu verwenden als A, oder bessere Arbeitsverfahren einzuführen, um die verlangte Festigkeit nachzuweisen. Da der erste Weg meist durch den Konkurrenzkampf geschlossen ist, ergäbe sich hierbei ein fruchtbarer Anreiz zur Qualitätssteigerung.

Zusammenfassung

Die Zylinderprüfung zeigt vor der Würfelprüfung so erhebliche Vorteile, daß man ernstlich eine Umstellung erwägen muß. Dies sprechen:

- Die Verwendbarkeit der gleichen Prüfkörperform zur Bestimmung der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und des E-Moduls. Das kleinere Gewicht (%).
- Die einfachere Verdichtung.
- Die geringere Streuung der Prüfwerte.
- Die Möglichkeit, die Prüfung vom Laboratorium auf die Baustelle zu verlegen, da leichte Pressen für 50 t Kraft genügen.

Auch das Auswerteverfahren ist verbesserungsfähig, vor allem bei der Güteprüfung. Maßgebend für die Sicherheitsbetrachtung kann niemals die mittlere Festigkeit allein sein. Man muß auch die mittlere Abweichung kennen. Es erscheint zweckmäßig, an die Stelle der „mittleren Festigkeit“ die „charakteristische Festigkeit“ zu setzen, welche die Streuung der Festigkeitswerte berücksichtigt. Für alle Baustoffe gleich definiert werden kann: $\sigma_K = \sigma_M - c$. Damit wäre die Größe des Sicherheitsbeiwertes weitgehend unabhängig von der Art des Baustoffes.

Der Koeffizient c hängt von der noch festzusetzenden Wahrscheinlichkeit für die durch den Sicherheitsbeiwert gedeckten Unterschreitungen ab. Er beträgt für 1, 2 oder 5% Wahrscheinlichkeit 2,0 und 1,6.

Es wird außerdem angeraten, aus einer Mischung nur einen Prüfkörper herzustellen und diese einzelnen Prüfkörper möglichst gleichmäßig über die Bauzeit zu verteilen. Für eine ausreichende Beurteilung der Betonfestigkeit sind mindestens 10 Prüfkörper erforderlich.

Die vorgetragenen Gedanken dürfen aber nicht als fester Vorschlag zu einer Änderung der geltenden Bestimmungen aufgeführt werden. Sie wurden nur mit der Absicht vorgebracht, die Diskussion zu einer Frage anzuregen, die mit der steigenden Werkstoffnutzung stetig an Bedeutung gewinnt.

Schrifttum:

- [1] Thaulow, Betongkontroll på byggeplassen, Oslo 1953 und Zusammenfassung englischer Sprache: "Field Testing of Concrete", Oslo 1952.
- [2] Markiefka, Häufigkeitskurven für die Streckgrenze von Baustahl St 37, St 50, Eisen 1953, Heft 21.
- [3] Gaede, Der notwendige Umfang von Stichproben. Der Bauingenieur 1951, 1.
- [4] Report on Structural Safety, Bericht einer Arbeitsgruppe der "Institution of Structural Engineers" in "The Structural Engineer", 1953, Heft 5.
- [5] vergl. Rüsch, Spannbeton — Erläuterungen zu DIN 4227. Abschn. 12.1, Berlin-Wilb. Ernst & Sohn.

Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit

Von Dipl.-Ing. Cölestin Zelger, München

DK 620.172:624.012.4

Zugfestigkeitsprüfungen an Beton

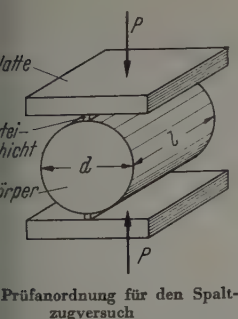
Zugfestigkeit des Betons gewinnt in dem Maße an Bedeutung, in den Baustoff Beton an der Aufnahme von Zugkräften beteiligt ist. So sind z. B. in Deutschland für Spannbetonbauteile unter den Voraussetzungen erhebliche Zugspannungen zugelassen, die durch schlaffe Bewehrungen abgedeckt werden, aber doch nicht durch Bewehrungen führen dürfen. Auch die unbewehrten Platten von Straßen und Startbahnen für Flugplätze sind unter den punktförmigen Radlasten oder bei ungleichmäßiger Setzung des Untergrundes verhältnismäßig hohen Zugbeanspruchungen ausgesetzt.

Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons begann mit Zugversuchen an 8förmigen Probekörpern, wie sie von der Natursteinindustrie her bekannt waren. Sorgfältige Dehnungsmessungen führten zu dem Erkenntnis, daß sich hierbei die Zugspannungen nicht gleichmäßig über den Bruchquerschnitt verteilen. Außerdem waren Herstellung und Prüfung dieser Probekörper wegen ihrer Gestalt schwierig und kostspielig. Man wandte sich deshalb vom Zugversuch ab und führte an seiner Stelle den noch heute in den meisten Ländern üblichen Biegeversuch an kurzen Balken mit Rechteckquerschnitt ein, bei dem die aus dem Bruchmoment errechnete Biegezugspannung als Maßstab für die Zugfestigkeit gewertet wird. Man sah allerdings genötigt, für die unter stark idealisierten Voraussetzungen errechnete Bruchzugspannung eine neue Bezeichnung, die sogenannte Biegezugfestigkeit, einzuführen. Offensichtlich war man sich also von Anfang an darüber im klaren, daß die Biegezugfestigkeit, wenn sie auch für die Gewinnung praktischer Vergleichsgrößen gute Dienste zu leisten vermag, für die Bestimmung der wirklichen Zugfestigkeit des Betons doch wenig geeignet ist. Das Ergebnis der Prüfung hängt nämlich in starkem Maße von der Querschnittshöhe der Probekörper und von der Beanspruchungsart ab.

In einigen Ländern, darunter Japan und Brasilien, hat man sich seit einiger Zeit eines neuartigen Verfahrens zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit [1] bedient. Es ist eine Reihe beachtlicher Vorteile und ist die Durchführung so bestechend einfach, daß eine genauere Betrachtung lohnt.

Man führt an zwei diametral gegenüberliegenden Punkten eines Zylinders gleichmäßig verteilte Druckkräfte an, so entstehen senkrecht zur Lastebene gestrichelte Spaltzugkräfte, die bei spröden Stoffen den Bruch herbeiführen. Diese Tatsache bildet die Grundlage des neuen Verfahrens zur Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons.

Der Prüfungsvorgang spielt sich in ganz ähnlicher Form ab wie bei der Druckfestigkeitsprüfung. Man verwendet die gleichen Prüflinge, ja sogar die gleichen Probekörper, sofern man sich entscheidet, die Druckfestigkeit nicht mehr an Würfeln, sondern an den besser geeigneten Zylindern zu ermitteln. Der einzige Unterschied zwischen Druck- und Zugfestigkeitsprüfung besteht darin, daß der Zylinder im ersten Fall stehend, im zweiten liegend zerdrückt wird. Bild 1 zeigt schematisch den Versuchsaufbau bei liegender Anordnung des Zylinders. Es ist notwendig, Unebenheiten der Zylindermantelfläche durch eine lastverteilende Zwischenlage auszugleichen. In Brasilien verwendet man z. B. hölzerne Vierkantleisten. Die Breite der Verteilungsschicht soll kleiner sein als $\frac{1}{10}$ des Zylinderdurchmessers. Der Bruch tritt ein durch plötzliches Aufspalten des Probekörpers in der Lastebene.



Der Bruch tritt ein durch plötzliches Aufspalten des Probekörpers in der Lastebene.

An theoretischen Grundlagen für das beschriebene Prüfverfahren benötigt man auf der einen Seite die Kenntnis der Spannungen in einem von zwei diametralen Linienlasten beanspruchten Zylinder und auf der anderen Seite eine für Beton brauchbare Bruchhypothese. Nach der Elastizitätstheorie sind die Spaltzugkräfte gleichmäßig über die mit der Lastebene zusammenfallende Schnittfläche des Zylinders verteilt. Die dort auftretende Zugspannung, welche aus Symmetriegründen eine Hauptspannung ist, hat den konstanten Wert von

$$\sigma_1 = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{dl}, \quad [2]$$

worin P die Last, d den Durchmesser und l die Länge des Zylinders bedeuten. Überraschend ist die Tatsache, daß mit Hilfe von Druckkräften, die viel leichter als Zugkräfte auf den Probekörper übertragen werden können, die Erzeugung von gleichmäßig verteilten Zugspannungen gelingt. Die Voraussetzung gleichmäßiger Zugspannungen ist allerdings an eine ideale Lasteintragungslinie gebunden. In der Praxis wird die Last längs eines Bandes mit endlicher Breite (a = Breite der Lastverteilungsschicht) von den Druckplatten auf den Probekörper übertragen. Die Folge ist eine Störung des idealen Spannungszustandes im Bereich der Lasteintragung.

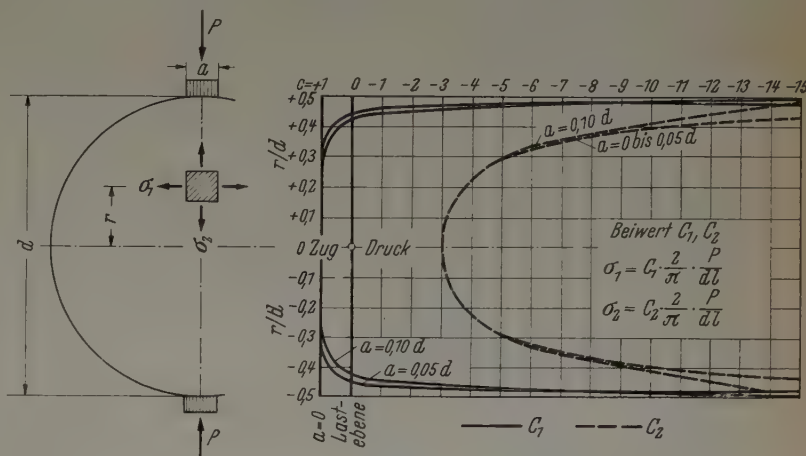


Bild 2. Spannungsverteilung in der Lastebene für $a = 0$, $a = 0,05 d$ und $a = 0,10 d$

Bild 2 zeigt für die Lastebene den Verlauf der Spaltzugspannung und der zur äußeren Last parallelen Hauptdruckspannung in Abhängigkeit von der Lasteintragungsbreite; c_1 und c_2 bezeichnen die

zu r/d gehörenden Beiwerte c in $\sigma = c \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{dl}$ und zwar c_1

für Spaltzugspannung und c_2 für Hauptdruckspannung. Man sieht daraus, daß die Spaltzugspannung auch dann noch über einen wesentlichen Teil der Druckfläche in gleicher Größe erhalten bleibt, wenn sich die Last auf einen Streifen von der Breite $0,1 d$ verteilt. Weiterhin geht aus der Darstellung hervor, daß die in der Lastrichtung wirkenden Hauptdruckspannungen, abgesehen von der unmittelbaren Umgebung der Lasteintragung, sehr klein sind in bezug auf die Druckfestigkeit des Betons. In der Zylinderachse nehmen sie ihren kleinsten Wert an, der dem Dreifachen der Spaltzugspannungen entspricht.

Im Gegensatz zum reinen Zug- und zum Biegezugversuch wird der Bruch beim Spaltzugversuch durch einen zweiseitigen Spannungszustand herbeigeführt. Trotzdem kann man die unter der Bruchlast

P_B rechnerisch vorhandene Hauptzugspannung $\sigma_{1B} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P_B}{dl}$ als

kennzeichnend für die Zugfestigkeit ansprechen, weil im mittleren Bereich die folgenden zwei Voraussetzungen erfüllt sind:

1. Die nach der Elastizitätstheorie errechneten Spannungen dürften mit guter Näherung auch im Bruchstadium stimmen, weil an der Bruchstelle die Zugspannungen nahezu konstant sind und deshalb im plastischen Bereich eine wesentliche Spannungumlagerung unwahrscheinlich ist.
2. Für Beton gilt, solange die Hauptdruckspannung etwa das Fünffache der Hauptzugspannung nicht überschreitet, die Bruchhypothese von der größten Hauptzugspannung. Diese Hypothese besagt, daß ein Trennbruch eintritt, wenn die größte Hauptzugspannung die Zugfestigkeit erreicht. Die Bruchfläche verläuft deshalb senkrecht zur größten Hauptzugspannung.

In Brasilien hat man umfangreiche Versuche zur Ermittlung des Zusammenhanges zwischen Zug- und Druckfestigkeit von Betonzylindern durchgeführt. Dabei zeigte sich eine ungewöhnlich scharfe

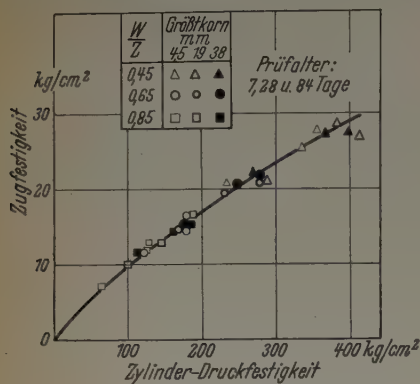


Bild 3. Druck- und Zugfestigkeit verschiedener Betone

Wechselbeziehung, wie sie in der Betonforschung nur selten anzutreffen ist. Das in Bild 3 dargestellte Schaubild gibt den Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit ganz verschieden zusammengesetzter Betone wieder. Jeder eingetragene Punkt entspricht einem Wertepaar, das durch Mittelbildung aus je 12 Spaltzug- bzw. Druckversuchen gewonnen

wurde. Es ist wichtig, festzustellen, daß das Gesetz, welches Zug- und Druckfestigkeit des Betons verknüpft, von keiner der abgewandelten Größen: Wasserzementwert, Körnung und Erhärtungs-

alter, beeinflusst wird. Wahrscheinlich werden aber andere Faktoren, wie z. B. Form und Oberflächenbeschaffenheit des Betons, eine Rolle spielen. Ob die Probekörpergröße u. U. ähnlichen Einfluß wie bei der Würfelprüfung ausübt, scheint nicht geklärt zu sein.

Die Vorzüge der Zugfestigkeitsprüfung an liegenden Zylindern lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Verwendbarkeit gleicher Probekörper und gleicher Prüfmasse für Druck- und Zugfestigkeitsprüfungen,
Fortfall einer besonderen Lasteintragungsvorrichtung, annähernd gleichförmige Verteilung der Zugspannungen in der Bruchebene,
einfache Ableitung der Zugfestigkeit aus der Bruchlast, geringe Streuung der Ergebnisse.

Eigenspannungszustände, wie sie beispielsweise durch das Schwinden des Betons hervorgerufen werden, beeinflussen das Prüfergebn in viel geringerem Maße als bei der Biegezugprüfung, weil der Zylinder der Bruch gewissermaßen von innen nach außen verläuft. Im Innern sind aber die durch das Schwinden verursachten Eigenspannungen vernachlässigbar klein, während die viel höheren Zugspannungen an der Oberfläche in den Störungsbereich der Lasteintragung fallen und dort durch den allseitigen Druck überlagert werden. Beim Biegezugversuch überlagern sie sich dagegen in ungünstiger Weise mit den Randzugspannungen aus der Prüflast, durch die der Bruch verfrüht eintritt.

Den aufgezählten Vorzügen der Zylinderprüfung stehen, soweit das heute schon überblicken läßt, kaum Nachteile gegenüber. Deshalb ist zu erwarten, daß man auch in Europa auf kurz oder lang sowohl den Würfel für die Druckprüfung als auch den Balken für die Biegezugprüfung durch den Zylinder ersetzen wird.

Schrifttum:

- [1] Carneiro u. Barcellos, Résistance à la Traction des Bétons, Broschüre des Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro 1949.
- [2] Föppl, Drang und Zwang, Band III, § 20, Seite 79. München 1947, Leibniz-Verlag, jetzt Verlag R. Oldenbourg, München.

Verschiedenes

Professor Dr. Otto Graf zum Gedächtnis

Noch ehe die Blumen verwelkt waren, die als äußeres Zeichen dankbarer Verehrung seit seinem 75. Geburtstag sein Arbeitszimmer schmückten, ist Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf in Stuttgart entschlafen. Er durfte in der beglückenden Gewißheit scheiden, daß sein Lebensziel erfüllt war, vielen Menschen durch das, was ihm an Gaben des Verstandes und des Herzens in so reichem Maße beschieden war, nach Kräften zu dienen.

Sein weitreichendes Lebenswerk und seine Persönlichkeit sind in dieser Zeitschrift bereits ausführlich gewürdigt worden.¹⁾ Hier soll noch einmal dessen gedacht werden, was Otto Graf für den Beton- und Stahlbetonbau im besonderen bedeutet hat, für die Bauarten, denen er seine Arbeitskraft, sein Können und Wissen vorwiegend gewidmet hat.

Professor Otto Graf ist es vor allem zu danken, daß der Aufbau des Betons, der lange Zeit im Schatten der Entwicklung auf statischem und konstruktivem Gebiet gestanden hatte und schließlich weithin dem Können und dem guten Willen der Poliere überlassen geblieben war, in Deutschland vor etwa einem halben Menschenalter wieder zu einer gleichberechtigten und des Ingenieurs würdigen Aufgabe erhoben worden ist. Ohne sein unablässiges Forschen nach allem, was Einfluß auf die Eigenschaften des Betons hat, ohne die raschen Veröffentlichungen seiner jeweils neuesten Erkenntnisse und ohne seine erzieherische Leistung durch die Ableitung einfacher Regeln für die Herstellung und die Prüfung des Betons und ihre Verbreitung in immer neuen Lehrgängen für praktisch tätige Ingenieure wäre es niemals möglich gewesen, die durchschnittliche Güte des Betons auf den Baustellen in nur etwa 2 1/2 Jahrzehnten zu verdoppeln und oft sogar zu verdreifachen. Das aber war die Voraussetzung für die heute zulässige Ausnutzung der hohen Betongüten, die wiederum erst die Anwendung neuer, weitreichender Konstruktionsgedanken ermöglicht hat. Wer kennt nicht

die Graftschen Sieblinien und den zugrunde liegenden Siebsatz, die deutschen Bestimmungen über Aufbau, Herstellung und Prüfung des Betons beruhen zum großen Teil auf Vorschlägen von Graf. Die Anweisung für Mörtel und Beton AMB fußt auf seinen Lehren. Auch die Bauvorschriften für Betonfahrbahnen sind seiner Mitarbeit an der Straßenbauforschung aufs stärkste verpflichtet.

Aufgewachsen in der Anschauung, daß der Ausnutzung des Betons wehrungsstahles enge Grenzen gesetzt seien, hat Otto Graf gezögert, sich noch im hohen Alter an die Spitze derer zu stellen, die früher unvorstellbare zulässige Stahlspannungen erst nach dem er sich davon überzeugt hatte, daß ein solcher Schritt ohne Minderung der Güte der Tragwerke möglich ist.

Wenn heute Gas- und Schaumbeton auch für tragende Bauteile bis zu stattlichen Abmessungen ohne und mit Bewehrung angewendet werden, so ist diese Entwicklung nicht zuletzt dem Otto-Graf-Institut der Technischen Hochschule Stuttgart zu danken, geführt von Professor Graf zu verdanken.

Als erfahrener Meister des Prüfwesens wußte Otto Graf die Gefahren weitreichender Schlüsse aus wenigen, stets durch Versuchsumstände beeinflussten Beobachtungen. Deshalb ist er müde geworden, die Bedingtheit aller aus Versuchen gezogenen Folgerungen immer wieder zu betonen. So werden seine Veröffentlichungen noch für geraume Zeit Quellen nicht nur des Wissens, sondern auch der Einsicht bleiben und seinen Geist weit in die Zukunft wirken lassen.

Otto Graf war einer derer, die der Entwicklung des Beton- und Stahlbetonbaus in ihrer Zeit den Stempel ihrer Persönlichkeit aufgedrückt haben. Man wird von der Geschichte dieser Bauteile niemals sprechen können, ohne seiner zu gedenken. Wir sind glücklich sein, daß uns die Früchte seiner Arbeit zuteil geworden sind.

Bornemann

¹⁾ B. u. St. 1951, Heft 4, S. 92 und B. u. St. 1956, Heft 4, S. 93.

100 Jahre „Hütte“, Des Ingenieurs Taschenbuch

Der Akademische Verein Hütte E. V., Berlin, blickte am 16. Mai dieses Jahres auf ein hundertzweijähriges Bestehen zurück. Gedacht von Studierenden des damaligen Königlich Gewerbetechs, nahm die „Hütte“ bereits im ersten Jahrzehnt drei große Aufgaben in Angriff, die ihren Ruf begründet haben.

Das erste wurden von bewährten technischen Anlagen brauchbare Anlagen herausgegeben. Diese waren damals schwer zu erhalten fanden großen Anklang, bis die technischen Fachzeitschriften diese Aufgabe übernahmen.

Das zweite ist die Gründung des Vereins Deutscher Ingenieure, die die „Hütte“ auf ihrem zehnten Stiftungsfest zu nennen. Zwar die „Hütte“ selbst ihre Mitglieder nur immer aus den Studenten der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg ergänzt und niebeabsichtigt, über den dadurch bedingten kleinen Mitgliedskreis hinauszugehen. Dennoch erkannte sie frühzeitig die Notwendigkeit eines Zusammenschlusses aller deutschen Ingenieure und

gründete daher bereits in der Zeit stärkster Zerrissenheit Deutschlands einen Verein, der sich über das ganze Deutschland erstreckte.

Die dritte Tat bestand in der Schaffung der „Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch“, die vor 100 Jahren zum ersten Male herausgegeben worden ist und seitdem ohne Unterbrechung im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheint. Dieses Taschenbuch, das bisher 28 Auflagen erfahren hat, und die übrigen, es ergänzenden Hüttenwerke, an denen zahlreiche namhafte Fachleute mitarbeiten, stellen einen wesentlichen Beitrag für die Weiterentwicklung der deutschen Technik und ein Beispiel erfolgreicher technisch-wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit dar.

Zur Feier des 110jährigen Bestehens der Hütte konnte in Berlin das neue „Hüttenhaus“ eingeweiht werden. Es enthält Arbeitsräume der studierenden Mitglieder und die Büros der Hauptschriftleitung der Hüttenwerke.

Einiges Gerät zur Bestimmung der Betonverarbeitbarkeit

Die Betonsteife wird in Deutschland in erster Linie mit dem Austisch gemessen. Dies Gerät hat wie andere auch den Nachteil, daß es in dem besonders wichtigen Bereich sehr trockener Mischungen genaue Ergebnisse zu liefern bzw. zu versagen.

Im Bericht ist in England ein verhältnismäßig einfaches Gerät angegeben, das dort seit Jahren zur Beurteilung der Verarbeitbarkeit von Beton mit Hilfe des sogenannten „Verdichtungs-wert-Versuchs“ benutzt wird und auch in Deutschland Aufmerksamkeit verdient, zumal der Versuch Bestandteil der englischen Normen ist.

Das Gerät (Bild 1) besteht aus einem Meßzylinder C und zwei über angeordneten kegelstumpfförmigen Behältern B und A, deren Innenmaße und Abstand in Bild 1 angegeben sind.

Der Verdichtungs-wert-Versuch beruht auf dem Vergleich des Gewichts einer mit stets gleichbleibender Verdichtungsarbeit in den Zylinder C eingebrachten Betonmenge mit dem Gewicht einer unter möglichst vollkommener Verdichtung in den Zylinder C eingebrachten Betonmenge aus der gleichen Mischung, deren Verarbeitbarkeit zu bestimmen ist.

Prüfungsvorgang
Der zu prüfende Beton wird mit einer Kelle vorsichtig in den Behälter A eingebracht, bis der Behälter randvoll ist, dann wird die Fallklappe des Behälters A geöffnet, und der Beton fällt in den etwas inhaltskleineren Behälter B. Während dieses Vorganges wird der Zylinder C sorgfältig abgedeckt, damit aus dem Überlauf aus B keine Teile hineinfallen können. Dann wird die Falltür des Behälters B geöffnet, und der Beton fällt in den Meßzylinder C. Da auch der Meßzylinder C wiederum etwas inhaltskleiner als B ist, muß der Beton überstand sorgfältig abgeschnitten werden, und zwar mit Hilfe zweier Stahlkellen, die von außen nach innen

die obere Zylinderöffnung bewegt werden. Der ganze Prüfungsvorgang muß an erschütterungsfreiem Ort durchgeführt werden.

Mithilfe dieses Arbeitsvorganges wird erreicht, daß der Meßzylinder mit einem stets gleichbleibenden Inhalt bei gleichem Arbeitsandrang für die Betonverdichtung durch freien Fall gefüllt wird. Der Meßzylinder wird, nachdem er sorgfältig gesäubert ist, gewogen und anschließend mit Beton der gleichen zu prüfenden Mischung in 5-cm-Schichten gefüllt, die entweder sorgfältig gestampft oder schichtweise gerüttelt werden, um eine möglichst vollständige Betonverdichtung zu erzielen. Wieder wird nach sorgfältigem Reinigen und Säubern des Zylinders das Gewicht dieses „vollverdichteten“ Betons bestimmt und alsdann der Quotient der Gewichte des im freien Fall und des „vollkommen“ verdichteten Betons bestimmt. Die so erhaltene Zahl gibt ein Maß für die Verarbeitbarkeit des Betons.

Bei diesem Versuch gibt ein völlig weicher Beton, der sich nicht weiter verdichten läßt (Suppe), den Wert $f = 1$, während die härteste, überhaupt noch verdichtbare Mischung erfahrungsgemäß $f = 0,67$ ergibt. Einem Setzmaß von 10 cm (Ausbreitmaß ≈ 47 cm) entspricht $f = 0,96$ bis $0,97$; einem Setzmaß von 5 cm (Ausbreitmaß ≈ 24 cm) $f = 0,92$; 2 1/2 cm Setzmaß (Ausbreitmaß ≈ 32 cm) $f = 0,85$.

Für Straßenbaubeton wird in England ein Verdichtungs-wert von 0,78 bis 0,82 empfohlen.

Einzelheiten

Da der Versuch empfindlich genug ist, um Unterschiede in der Verarbeitbarkeit wiederzugeben, die sich aus dem Einsetzen des Erstarrens erklären, empfehlen die englischen Richtlinien seine Durchführung stets zwei Minuten nach Abschluß des Mischvorganges. Nur bei ungefährtem Einhalten dieser Zeit sind die Ergebnisse von Versuchen an verschiedenen Mischungen untereinander vergleichbar.

Ursprünglich war das Gerät für Laboratoriumszwecke bestimmt. Inzwischen hat es sich jedoch auch auf englischen Baustellen gut eingeführt. Die Behälter müssen starr ausgeführt und angebracht sein und eine möglichst glatte Innenfläche haben. Zunächst wurden sie aus Messing oder Bronze hergestellt; neuerdings haben sich im Handel Modelle aus dickem Stahlblech jedoch gut bewährt.

Sobald eine Mischung die Neigung zeigt, in einem der beiden Behälter A und B zu kleben, schreiben die englischen Vorschriften vor, den Betondurchlauf durch ganz leichtes Nachhelfen von oben mit einer Stocherstange zu unterstützen. Bild 2 zeigt eine Fotografie des Geräts.

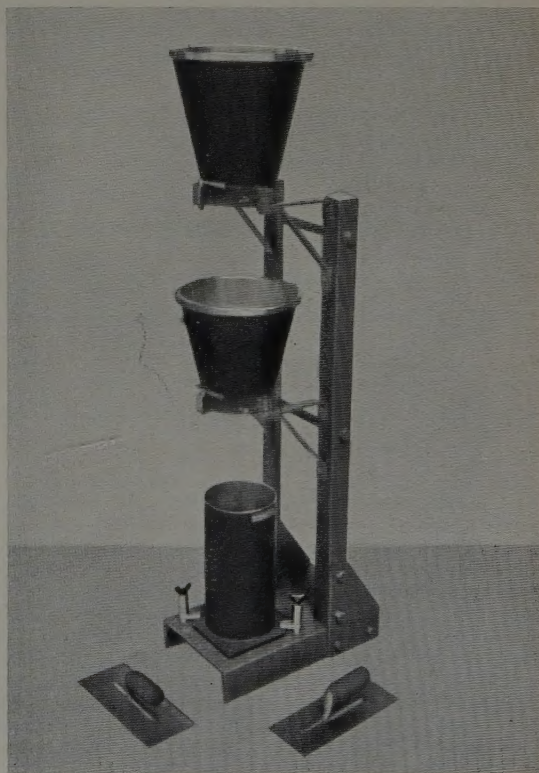


Bild 2. Ansicht des Geräts

Die Größe der Einzelteile und die Maße des in Bild 1 wiedergegebenen Geräts sind in England willkürlich angenommen worden, inzwischen allerdings genormt. Sie eignen sich für Betonmischungen mit einem Größtkorn bis zu etwa 40 mm. Sollte der Versuch sich in Deutschland einführen, so wäre es u. U. zweckmäßig, die Maße so zu wählen, daß eine möglichst raumsparende Verpackung (Ergänzung

zu den Prüfkisten des Deutschen Beton-Vereins) ermöglicht wird. Allerdings muß für eine starre Befestigung der Behälter genau zentrisch übereinander gesorgt werden. Eine Änderung der Gerätabmessungen hätte jedoch den Nachteil, daß die gewonnenen Werte wiederum nicht international vergleichbar wären.

Die Tatsache, daß eine vollkommene Verdichtung des Frischbetons streng genommen nicht zu erreichen ist, dürfte keine Rolle spielen, wenn immer unter gleichen Versuchsbedingungen, die streng umschrieben sind, gearbeitet wird.

Bei Verdichtung mit dem Rüttler dürfte sich empfehlen, die Oberfläche zusätzlich abzustampfen, um auch die Oberschicht möglichst vollständig zu verdichten, die sonst aufgelockert wird, was zu Ergebnisstreuungen führen könnte.

Der vorgeschriebene Weg zur Messung der Betonverarbeitbarkeit bzw. -steife scheint nicht nur darum erwünschenswert, weil er in einem besonders wichtigen und mit den bisher in Deutschland üblichen Geräten schlecht erfassbaren Bereich gute und wiederholbare Ergebnisse liefert, sondern weil er die Verdichtungsarbeit in den Versuchsablauf einbezieht. **Misch**

Schrifttum:

Unter Benützung von British Standards 1881: 1952, Methods of Testing Concrete. British Standard Institution and Road Research Technical Paper Nr. 5, The Grading of Aggregates and Workability of Concrete.

Der Österreichische Betontag 1956 in Wien

Der Österreichische Betonverein veranstaltete vom 18. bis 21. April die Betontagung 1956 in Wien.

Im vollbesetzten Festsaal des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins zu Wien begrüßte der Präsident des Österreichischen Betonvereins, Baurat h. c. Dipl.-Ing. Max Tazoll, die Teilnehmer, insbesondere die Vertreter der Behörden und der Wissenschaft, als Vertreter befreundeter Vereinigungen die Präsidenten des deutschen, des niederländischen und des schwedischen Betonvereins, sowie die weiteren ausländischen Gäste, die hernach als Vortragende großen Beifall finden sollten.

In seinem kurzen Überblick über das vergangene Vereinsjahr konnte der Präsident auf außerordentliche Erfolge hinweisen, und zwar: die Schaffung eines eigenen Heimes — ein solches hat der Österreichische Betonverein bisher nie gehabt —, die Schaffung einer eigenen Zeitschrift „Zement und Beton“, die gemeinsam mit dem Verein der österreichischen Zementfabrikanten herausgegeben wird, die Herausgabe der „Leitsätze für die Herstellung von Beton und für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau“ sowie die Wiederaufnahme von Schulungskursen.

Sodann gedachte der Präsident zweier Männer, die vor hundert Jahren geboren wurden und in Wien wirkten: des Ing. J. A. Spitzner, der Mitarbeiter des Eisenbeton-Pioniers G. A. Wayß und langjähriger Leiter der Bauunternehmung G. A. Wayß gewesen ist, und des Sektionschefs Ing. Dr. e. h. K. Haberkalt, der bahnbrechend für die Anerkennung der damals neuen Bauart durch die Behörden gewirkt hat.

Dr.-Ing. Minetti überbrachte als Vorsitzender die Grüße des Deutschen Beton-Vereins und würdigte in herzlichen Worten die Bedeutung Wiens als Sitz der Stahlbetonwissenschaft und als deutsche Kulturstätte. Der Präsident des schwedischen Betonvereins, Prof. Hultquist und Prof. Lapajne aus Laibach (Jugoslawien) hielten ebenfalls Begrüßungsansprachen.

Am Abend fand das traditionelle Festessen im Wiener Rathauskeller statt.

Die Vorträge erstreckten sich über $1\frac{1}{2}$ Tage.

Als erster Vortragender gab Doz. Dipl.-Ing. Dr. Volker Fritsch (Wien) einen Einblick in die sog. „geoelektrischen“ Untersuchungsverfahren. Zwischen zwei aufgesetzten oder in den Boden gerammten Elektroden wird elektrischer Strom durch den zu untersuchenden Baugrund geschickt. Durch stufenweises Vergrößern des Elektrodenabstandes werden immer tiefere Schichten in den Stromkreis einbezogen. Aus den gemessenen Stromstärken wird der elektrische Widerstand der einzelnen übereinanderliegenden Schichten errechnet und daraus auf die Beschaffenheit dieser Schichten geschlossen. Da z. B. Felsboden einen wesentlich höheren elektrischen Widerstand besitzt als Leimboden, ist bei Bodenuntersuchungen eine klare Unterscheidung möglich. Ebenso können Auflockerungen des Untergrundes z. B. unter einer Betonstraße oder einer Startbahn für Flugzeuge festgestellt werden. Zementempressungen in Talsperren usw. können beeinflusst und ihr Wirkungsbereich festgestellt werden. Schließlich wurde ein Gerät zur Messung von Strabenebenenheiten besprochen.

Professor dr. ir. A. M. Haas (Technische Hochschule Delft) zeigte Anwendungen des Stahlbetons im Wasserbau, insbesondere im Seebau, in den Niederlanden. Besonders bemerkenswert waren die schwimmend zur Baustelle gebrachten Senkkästen, die in sehr großer Zahl bei der Wiederherstellung der Deiche nach der Flutkatastrophe

im Jahre 1953 dazu verwendet worden sind, um die Lücken in Deichen zunächst zu schließen; dann wurde der Erddamm darüber geschüttet. Ferner wurden Unterwassertunnel, Bogenbrücken, Fertigteilen, Holme von Schiffsdalben (Duc d'Alba) aus Spannbeton und Hallendächer aus Spannbetonfertigteilen gezeigt.

Prof. José Soto-Burgos, Direktor der „Agroman“ Empresa Constructora S.A., Madrid, der größten Bauunternehmung in Spanien, führte zahlreiche Lichtbilder von fertigen und im Bau befindlichen Talsperren vor, deren größte 134 m hoch ist und die überwiegend Schwerkichtsmauern ausgebildet sind. Bei der Herstellung wurden bis zu 4000 m³ Beton am Tag erzielt.

Er sprach über den gelungenen Versuch, Beton aus Kies und Zement, ohne Sand, in einer Art Prepack-Verfahren herzustellen, die in Spanien herrschende Notwendigkeit, äußerst sparsam zu bauen, zeigte Bilder von Brücken und Hochhäusern und, als Interessantestes, Bilder und einen Film über ein Stahlgerüst. Aus verschiedenen Typen von Einzelteilen — hauptsächlich Fachwerkdreiecken — wurden Augen an den Knoten — wird ein Dreigurt-Träger zusammen geschraubt; der Untergurt ist in der Länge verstellbar, so daß gerade Träger oder Bogen mit beliebiger Krümmung hergestellt werden können. Ein großer Gerüstbogen kann in einem Tag im Vorbau aufgebaut werden, wobei ein ganz leichter Kran jeweils am Ende des fertigen Gerüstteiles befestigt wird.

Dipl.-Ing. Franz Männl, Baudirektor der NEWAG (Neösterreich. Elektrizitätswerke Aktiengesellschaft) berichtete über gleichartige Bauschäden bei den Kampkraftwerken (s. u.).

Es handelte sich um die Übergangsstellen zwischen einem hohen Druckstollen und einem gepanzerten Stollentrunk im Anschluß an eine Rohrbrücke bzw. eine Schieberkammer. Während bei einer Schadensstelle nur ein plötzlicher starker Wasserausbruch erfolgte, trat bei den beiden anderen Stellen ein umfangreicher Abbruch des Talhanges ein. Das Gebirge ist Gneis, der bekanntlich immer in Klüften durchgezogen ist. Das Kluftsystem muß von dem unter 45 m stehenden Wasser des Stollens erfüllt gewesen sein; die Abflüsse waren durch Frost verschlossen, da sich alle drei Schäden im Winter ereignet haben. Durch den Innendruck im Kluftsystem wurde dann eine Gebirgsscholle losgesprengt.

Die Sanierungsarbeiten bestanden in der Verlängerung der Stollenpanzerung bis zu jenem Punkt, wo die Überlagerung eine Höhe von 45 m erreicht, so daß dem Innendruck im Stollen ein natürlicher Wasserdruck von gleicher Größe im Kluftsystem entgegenwirken kann. Diese Maßnahmen wurden auch an mehreren ähnlich geführten Punkten des Stollens durchgeführt, wo noch kein Schaden aufgetreten war.

Universitätsprofessor Dipl.-Ing. Svetko Lapajne (Laibach) sprach über verschiedene Brücken- und Industriebauten in Slowenien. Besonders bemerkenswert war ein Brückenträger in Form eines Parabelfachwerkes, dessen Füllstäbe in gleichen Abständen und zum selben Winkel steigend und fallend angeordnet waren, so daß sie an den Gurten keine gemeinsamen Anschlußpunkte hatten. Die Berechnung wurde auf Modellversuchen aufgebaut. Auch Hallendächer von außerordentlichen Grundrißausmaßen, die in Montbauweise hergestellt wurden, waren sehr eindrucksvoll.

Über den Bau einer Talsperre berichtete Dipl.-Ing. Wilhelm Steinböck, Baudirektor der Österreichischen Draukraft-Aktiengesellschaft, Bauleitung des Winterspeicherwerkes Reifkreuzek in Kolbnitz (Kärnten).

Das Kraftwerk Kolbnitz im Mölltal, nahe der Mündung in Drauf, wird in 7 Maschinensätzen mit zusammen rd. 130 MW Leistung drei verschiedene Wasserkräfte verarbeiten. Erstens werden in der Gebirgsgruppe des Reifkreuzes, nordöstlich des Mölltales gelegen, zwischen 2300 und 2400 m ü. M. gelegene Seen — darunter die Große Mühlendorfersee — aufgestaut und als Winterspeicherwerk genutzt, wobei im Sommer auch Wasser hinaufgepumpt werden kann. Der Speicherraum beträgt rd. 18 Mio m³, die ausgenützte Druckhöhe 1770 m. Zweitens werden die Bäche in den tiefer gelegenen Tälern des Reifkreuzes in einem Stollensystem zusammengefaßt und als Laufwerkstufe mit einem Gefälle von rd. 680 m ausgenützt. Schließlich werden in ähnlicher Weise die Wässer des Reifkreuzes, d. i. der Gebirgsgruppe südwestlich des Mölltales, verarbeitet.

Der Vortragende besprach die Formgebung der Talsperre der Großen Mühlendorfersee, die als Schwerkichtsmauer mit einer größten Höhe von 44 m mit einem größeren Hohlraum im unteren Teil, ausgeführt wird, die Bauausführung mit vorgefertigten Segmentplatten aus Beton und die sonstige Baustelleneinrichtung.

Als letzter Vortragender brachte Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut Machatti, Oberingenieur der Baugesellschaft H. Rella & Co. in Wien, eine Beschreibung des schweizerischen Vorspannverfahrens BBRV, mit zahlreichen Bildern von Baustellen, bei denen es in Österreich angewendet worden ist, u. a. von der Ebensee-Traunbrücke, von 2 Werkshallen bei Felten & Guillaume in Bruck an der Mur und von dem Kühlturm in der Hütte Donawitz, wo ein Behälter für dem schweizerischen Verfahren mit gespanntem Draht umwickelt wurde.

die Vortragstagung schloß sich eine zweitägige Exkursion an, am ersten Tag zu den Kampkraftwerken der NEWAG (Niederösterreichische Elektrizitätswerke Aktiengesellschaft) im nördlichen Niederösterreich.

Nach einer kurzen Begrüßung durch den geschäftsführenden Präsidenten der NEWAG, Landesrat Viktor Müllner, wurden die Teilnehmer bereits in Betrieb befindlichen Staustufen Thurnberg (Erdbecken) und Dobra (Bogensperre) und zuletzt die im Bau befindliche Staustufe Ottenstein besichtigt. Hier ergab sich die seltene Gelegenheit, von der erhöht angeordneten Aufbereitung aus die Baustellen der Talsperre und des Krafthauses zugleich zu überblicken.

Die Talsperre (Höhe rd. 60 m) stand vor der Fertigstellung, im Krafthaus war die Montage der ersten Turbine im Gange. Der Inhalt des Staubeckens wird 73 Mio m³, die Leistung des Kraftwerks 1274 MW betragen.

Die Staustufen Ottenstein und Dobra sollen als Spitzenwerke die hohen Bedarfsspitzen in Niederösterreich decken, während die NEWAG für den Grundbedarf zum Großteil Fremdstrom bezieht. Nachtstrom soll Wasser aus dem Staubecken Dobra in das Staustufen Ottenstein gepumpt werden.

Die Jahresarbeit der 3 Kampkraftwerke wird zusammen 135 GWh betragen, wofür 75,5 GWh an Pumparbeit aufgewendet werden. Am zweiten Exkursionstag galt dem Bau des Donaukraftwerks Persenbeug.

Im Kinosaal der Stadt Ybbs erläuterte der Direktor der Österreichischen Donaukraftwerke Aktiengesellschaft, Dipl.-Ing. Hans Kargl, die Anlage.

Nachdem in einem Rahmenplan vorgesehenen Kette von 13 Kraftwerken längs der österreichischen Donau mit einem gesamtgefälle von 130 m wird als erstes, weil wirtschaftlich günstigstes, das Werk Ybbs-Persenbeug mit einem Nutzgefälle von 10,6 m ausgebaut.

Die 5 Wehröffnungen von je 30 m Lichtweite vorgesehen, die durch Flakenschützen verschlossen werden. Zu beiden Seiten des Wehres werden je drei große Maschinensätze und ein kleiner für den Eigenbedarf angeordnet. Die Ausbauwassermenge beträgt 1274 m³/s, die installierte Leistung 193,3 MW, das Jahresarbeitsgefälle 1274 GWh. Zwei Schleusenkammern von je 24 m Breite und 130 m Länge befinden sich am Nordufer, unmittelbar am Fuß der Staustufe, der das Schloß Persenbeug trägt. Über die Anlage hinweg führt eine Straßenbrücke I. Ordnung geführt. Wie der Bürgermeister von Ybbs, Josef Traxler, in seiner Begrüßungsansprache sagte, wird dadurch die Sackstraße, an deren Ende die Stadt bisher nur eine Durchgangsstraße verwandelt und der Stadt Ybbs ein wirtschaftlicher Aufstieg eröffnet.

Der Landeshauptmann-Stellvertreter von Niederösterreich, Ing. Hans Kargl, gab seiner Freude darüber Ausdruck, daß die diesjährige Betonung in erster Linie dem Bundesland Niederösterreich gewidmet sei.

Bei der Besichtigung der Baustelle sah man die Kastenfangdämme, die aus den Jahren 1942/43 stammen, als der Bau begonnen, wieder eingestellt wurde; die Baugrube des Südkraftwerkes, die in Ausführung begriffenen Turbinen-Saugrohren; drei Wehrpfeiler; den aus kreisrunden Zellen zusammengesetzten Wehrrahmen für die weiteren Wehrfelder, der mit Hilfe eines großen Kranes hergestellt wird; die zum Großteil fertigen Schleusenkammern und schließlich die auf beiden Ufern aufgebauten Betonwerke, von denen der Beton mittels LKW, zum Teil auch mittels Kran, zur Verwendungsstelle gebracht wird.

Bei der Anfahrt zu den verkehrsmäßig abgelegenen Kampkraftwerken, die Verpflegung und die gruppenweise Führung der rund 100 Exkursionsteilnehmer an den Baustellen klappte ausgezeichnet. Der vorbildlichen Zusammenarbeit zwischen dem Direktor des Betonvereins, Wilhelm Köhrer und den Herren der NEWAG und der Österreichischen Donaukraftwerke.

Bittner

Normen im Bauwesen

Die Deutsche Normenausschuß hat eine neue Zusammenstellung der Normen für das Bauwesen nach dem Stande vom März 1956 herausgegeben. Sie kann kostenlos durch Beuth-Vertrieb GmbH, Postfach 15, Uhlandstraße 175, oder Köln, Friesenplatz 16, bezogen werden.

Persönliches

Friedrich-Gauß-Medaille für Dr. Finsterwalder

Die Braunschweigische Wissenschaftliche Gesellschaft hat Herrn Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, pers. haft. Gesellschafter der Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann KG, die Carl-Friedrich-Gauß-Medaille verliehen in Würdigung seiner hervorragenden wissenschaftlichen Verdienste um die Entwicklung der Grundlagen des Stahlbeton-Schalenbaues und des Spannbetons sowie der genialen Kühnheit seiner Brücken- und Hallenkonstruktionen. Die Verleihungsurkunde schließt: „Mit diesen schöpferischen Leistungen hat er die Bautechnik dieses Jahrhunderts im In- und Auslande in hervorragender Weise gefördert.“

Wir beglückwünschen Herrn Dr. Finsterwalder zu dieser erneuten hohen Auszeichnung.

Verlag und Schriftleitung.

50 Jahre Fa. Ludwig Bauer KG

Im April hat die Firma Ludwig Bauer KG in Stuttgart ihr 50-jähriges Bestehen gefeiert. Ihr Gründer, der Architekt Ludwig Bauer*, hat sich und seine Unternehmung von Anfang an dem Stahlbeton zugewandt. Wo immer auch die Firma Ludwig Bauer in Hoch- und Tiefbau aller Art tätig gewesen ist, hat sie sich des Stahlbetons nach seiner jeweils erreichten Entwicklungsstufe bedient. Ludwig Bauer hatte großen Anteil an der Ausbreitung dieser Bauart in seinem Heimatlande. Er erwarb ihr viele dauernde Freunde durch die Leistungen seiner Firma. Bereits 1928 widmete sich die Firma dem Betonstraßenbau, so daß sie später beim Autobahnbau dank ihrer Erfahrung große Strecken übernehmen konnte. Bald nach dem letzten Kriege begegnete wir der Firma auch im Spannbetonbau, besonders bei Brücken, wofür sie eine eigene Verankerung der Spannlieder entwickelt hat. Vielfach sind die Bauten nach Sonderwünschen der Firma ausgeführt worden. Eine ihrer letzten besonderen Leistungen ist in diesem Heft beschrieben (S. 121). Die Jubiläumsschrift gibt einen stolzen Überblick über die Vielseitigkeit des Wirkens der Firma Ludwig Bauer und über die hervorragende Stellung, die ihre Bauten im Lande Württemberg einnehmen. Dem weiteren Gedeihen der Firma Ludwig Bauer die besten Wünsche!

Die Schriftleitung

*) B. u. St. 1950, Heft 11, S. 262.

Hochschulnachrichten

125 Jahre Staatsbauschule Holzminden

Die Staatsbauschule feiert am 21. Juli 1956 in einem Festakt ihr 125-jähriges Bestehen und lädt alle Absolventen zu einer Wiedersehensfeier vom 20. bis 23. Juli ein.

Bücherschau

Loos, Wilh., herausgegeben und erweitert von Grasshoff, Heinz: **Kleine Baugrundlehre**. 144 Seiten, 108 Bilder, 11 Tabellen. Kart. DM 7,80. Verlagsges. Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld.

Manche Professoren geben die Hauptgedanken ihrer Vorlesung in Buchform heraus, um den Studierenden die Arbeit zu erleichtern. Professor Dr.-Ing. Wilhelm Loos war es nicht vergönnt, diese Absichten zu verwirklichen. Er starb viel zu früh. Seine „Kleine Baugrundlehre“ wurde erweitert und herausgegeben von Dr.-Ing. Grasshoff.

Dieses Heft bietet über die Hilfe beim Studium hinaus einen Leitfaden für die Männer der Praxis. Dem noch verhältnismäßig jungen Gebiet der modernen Baugrundlehre ist bis vor kurzem nicht die Würdigung geschenkt worden, die ihm zukommen muß. Infolgedessen sind selbst unter den jungen Ingenieuren viele, denen die Baugrundlehre etwas Fremdes bedeutet und die mit Freuden die Gelegenheit wahrnehmen werden, sich ein Büchlein zu beschaffen, das in gedrängter Form die Möglichkeit gibt, sich in das Gebiet der Baugrundlehre einzuarbeiten oder darüber nachschlagen zu können.

Erwähnt aus dem Inhalt sei die Schilderung der physikalischen und chemischen Eigenschaften der Böden, ihrer Festigkeitseigenschaften, ihrer Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit mit Versuchsanordnungen, die Durchlässigkeit der Böden und die Wirkung des strömenden Grundwassers.

Eingehend behandelt werden die Statik, die Bodenspannung und Formänderung und damit zusammenhängend die Spannungsverteilung im Baugrund und ihre Einwirkung auf die Fundamentunterfläche. Betrachtungen über die Grenzspannungszustände und die Tragfähigkeit des Bodens werden angestellt, in gedrängter Form dann weiter der Erddruck und der Erdwiderstand, ihre Ermittlung, ihre Umlagerung bei Wandbewegungen, ihre Beeinflussung durch bauliche Maßnahmen usw. behandelt.

Es folgt ein Kapitel „Bodendynamik“ und „Dynamik der Pfahlrammen“. Für die Praxis besonders wichtig ist ein Kapitel über Baugrunduntersuchungen und die Berücksichtigung des vorhandenen

Baugrunds bei der Bauwerkskonstruktion und die künstliche Verbesserung des Baugrundes. Das letzte Kapitel ist den „Damm-bauten“ gewidmet. Die Zusammenstellung des Schrifttums über den Baugrund sei besonders erwähnt.

Bei aller Anerkennung des Bemühens, den Umfang der Schrift möglichst klein zu halten, erscheint die Zusammenfassung eines so großen Gebietes auf 144 Seiten doch eine sehr kurze Fassung.

Siemonsen

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 120: „Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone“ von Prof. Dr.-Ing. R ü s c h, München, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. DM 14,—.

Die Berechnung der Biegebalken nach dem n -freien Verfahren, dessen Einführung zur Zeit lebhaft diskutiert wird, kann sich nur auf systematische Kenntnisse der Festigkeitseigenschaften der Biegedruckzone stützen, die abhängig von der Betongüte den Völligkeitsgrad, die Schwerpunktslage und die Zusammendrückbarkeit des Druckrandes umfassen.

Diese Zusammenhänge für den Schwerbeton systematisch untersucht und dargestellt zu haben, ist das Verdienst der vorliegenden Arbeit.

Zur Untersuchung dienen allerdings nicht Biegebalken, sondern aus ökonomischen Gründen nur die aus ihnen gewissermaßen herausgeschnittene Druckzone, also prismatische Körper, die exzentrisch belastet werden.

Bemerkenswert ist die gut überlegte und auch beschriebene Versuchstechnik. Das Versuchsvolumen umfaßt etwa 120 prismatische Körper, die sich auf 6 Festigkeitsgruppen von 115 bis 650 kg/cm² verteilen und etwa 25 je aus demselben Beton hergestellte Versuchsreihen umschließen. Eine Reihe enthält etwa 4 bis 6 Körper mit verschiedenen Exzentrizitäten. Der Querschnitt der Prüfkörper ist einheitlich 10 × 15 cm, die größte Körngröße 15 mm, die Konsistenz im allgemeinen plastisch. Die Lastangriffe liegen gleichmäßig gestuft in der Hauptsache innerhalb der Kernweite. Bei wenigen Ausnahmen steigt die Exzentrizität bis auf die doppelte Kernweite.

Die Streuungen werden nicht, wie zumeist üblich, durch Mitteln je einer Anzahl, etwa dreier paralleler Einzelversuche ausgeglichen, sondern gewissermaßen über die ganze Versuchsfläche; denn jeder Einzelpunkt in Betongüte und Exzentrizität ist nur einmal vorhanden, dafür aber die Anzahl der Einzelpunkte größer, so daß ein Ausgleich über die gesamte Versuchsfläche gut möglich ist.

Die gegenseitigen Abhängigkeiten des Völligkeitsgrades, der Schwerpunktslage, der Zusammendrückungen und der Betongüte sind in Diagrammen anschaulich dargestellt.

Die Versuche haben wiederum bewahrt, daß die Zusammendrückbarkeit bis zum Bruch nicht sehr von der Betongüte abhängt. Sie beträgt bei zentrischer Belastung rund 2% und nimmt bei geringen Betongüten etwas zu. Interessant ist, daß bei exzentrischer Belastung die Randfasern eine um 50% höhere Zusammendrückung erfahren. Die plastischen Eigenschaften des Betons sind bei niederen Betongüten stärker ausgeprägt als bei höheren. Dementsprechend sind auch die Völligkeitsgrade größer und die Schwerpunktslagen tiefer. Die Versuche umfassen bei den Betongüten einen weiten Bereich und haben, allerdings zunächst nur für kurzzeitig aufgebraute Belastung, hier grundsätzlich bedeutungsvolle Klarheit gebracht. Erweiterungen werden bestimmt nicht auf sich warten lassen. Für die Betontechnologie bedeuten die Versuche sowohl in der Art der Durchführung wie auch nach den Ergebnissen eine sehr wertvolle Bereicherung.

K a m m ü l l e r

Schleicher, E.: Ratgeber für das Bauen im Winter. Planung und Ausführung. 271 S. Wiesbaden-Berlin 1956, Bauverlag G.m.b.H., kart. 9,80 DM.

Facharbeitermangel und weitgehende Mechanisierung der Baustellen führen immer häufiger zu Überlegungen, wie durch das Bauen im Winter eine Produktionssteigerung ohne größere zusätzliche Mittel möglich ist.

In dem vorliegenden Buch sind alle mit dem Winterbau zusammenhängenden Fragen eingehend und klar behandelt. Es soll besonders hervorgehoben werden, daß der Verfasser auch in reichem Maße Erfahrungen des Auslandes mit verwertet hat.

Eine Reihe von statistischen Zusammenstellungen gibt zunächst einen interessanten Überblick über die Arbeitsleistung der Bauwirtschaft in Abhängigkeit von Witterung und Jahreszeit. Es folgen Hinweise für die Planung und Einrichtung einer Winterbaustelle. Ausführlich werden der Maschinenschutz, Leistungen von Heizgeräten, Frostschutzmittel, Unfall- und Feuerschutz, Baustoffprüfungen sowie Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden bei den einzelnen Arbeiten besprochen.

Weitere Kapitel sind der Kostenberechnung von Winterbaumaßnahmen, der Wärmebedarfsberechnung und den hiermit zusammenhängenden physikalischen Grundlagen gewidmet. Schließlich folgen in einem Anhang wichtige amtliche Bestimmungen, Richtlinien und Hinweise für das Bauen im Winter sowie ein reichhaltiges Schrifttumverzeichnis.

Wenn auch vornehmlich Hochbauten behandelt werden, so ist sich doch eine Vielzahl von bemerkenswerten Ratschlägen, die auf Tiefbaustellen Beachtung finden dürften. Das mit vielen Beispielen ausgestattete Buch wird sicher dazu beitragen, den Winterbau in Deutschland weiter zu fördern, und es ist zu wünschen, daß es in weiten Kreisen Eingang findet.

L i n d e

Anger: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Band III. 8. erweiterte und verbesserte Auflage, 247 Seiten. Berlin 1955. Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 24,— DM, geb. 27,—

Das bekannte Tafelwerk von Anger ist nunmehr bereits in 8. Auflage erschienen, was die Beliebtheit und den Wert des Buches kennen läßt.

Gegenüber der siebenten Auflage ist das Buch erweitert und verbessert worden. Die hinzugefügte Erklärung des Begriffes des zentralen Moments trägt zur Veranschaulichung und zum Verständnis der Tafeln bei. Die Möglichkeit der Benutzung der Einflußlinien für Träger mit feldweise verschiedenen Trägheitsmomenten wird einem Beispiel ausführlich erläutert. Eine Reihe neuer Einflußlinientafeln wurde hinzugefügt, sowie Momentenkurven und Maximalwerte der Biegemomente und Auflagerkräfte für gleichmäßig verteilte Lasten für die Stützweitenverhältnisse 1 : 0,4 : 0,4 bis 1 : 0,7 : 0,7 : 1.

Neu sind weiter die Einflußlinientafeln für den Einfluß von Lasten auf zwei-, drei- und vierfeldträgern auf die Einflußlinientafeln der Durchlaufträger.

Die wesentlichste Erweiterung besteht jedoch in der Verfüllung der Einflußlinien mit den zugehörigen Nebentafeln in 5 Felder.

Durch die genannten Erweiterungen ist die Verwendbarkeit des Buches gegenüber früher noch erhöht worden. Das Buch sollte auf keinem Konstruktionstisch fehlen.

V o

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Teichmann, Statik der Baukonstruktionen, I. Grundlagen. 101 S. geb. Berlin 1956. Göschen Bd. 119 W. de Gruyter. DM 2,40.

Hoischen, A.: Die praktische Berechnung von Verbundträgern. 53 S. mit 25 Abb. Stuttgart 1955. Verlag Konrad Wittwer. DM 3,50.

Berichtigung und Ergänzung

Zu K l e m p: Ein neues Verfahren zur Trägerrostberechnung. St. 1956, Heft 1, S. 14/19.

Im Zähler der Gleichung für S (unter Gl. 19) muß es q_i statt q_i^2 heißen. Der Faktor S in Gl. 19 muß berichtigt lauten:

$$S = \frac{\frac{a q_i}{G I_i^B} + \frac{a^2}{2 E I_0}}{\frac{q_i}{G I_i^A} + \frac{q_i}{G I_i^B} + \frac{a}{E I_0}}$$

Herr Dr.-Ing. G. K n i t t e l, Düsseldorf, macht mich in dankbarer Weise darauf aufmerksam, daß einige der Gleichungen vereinfacht werden können.

Die Gl. 20 für ein symmetrisches Tragwerk lautet einfacher

$$g_i^A = \frac{\bar{P}_i}{2 + \frac{a^2 \pi^2 i^2 E I}{2 l^3 G I_i} + \frac{a^3 \pi^4 i^4 I}{12 l^4 I_0}}$$

Desgleichen vereinfacht sich die Lösung in der Tafel I.2, Spalte für ein Tragwerk mit 2 Hauptträgern zu:

$$\alpha_i = \frac{\alpha_i P_i}{2 \alpha_i - \frac{a^2 q_i E I}{2 G I_i} + \frac{a^3 I}{12 I_0}}$$

und

$$z_i^A = \frac{a}{2} \cdot \alpha_i$$

K l e